



TITLE:

ケーソン式防波堤の安定性に及ぼすロングフーチングの効果に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

江崎, 慶治

CITATION:

江崎, 慶治. ケーソン式防波堤の安定性に及ぼすロングフーチングの効果に関する研究. 京都大学, 2007, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2007-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r12037>

RIGHT:

ケーソン式防波堤の安定性に及ぼす
ロングフーチングの効果に関する研究

平成19年2月

江 崎 慶 治

ケーソン式防波堤の安定性に及ぼす
ロングフーチングの効果に関する研究

平成 19 年 2 月

江 崎 慶 治

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究目的	8
参考文献	9
第2章 現行設計法とその問題点	10
2.1 概要	10
2.2 現行設計法とロングフーチングケーソン式防波堤への適用方法	10
2.3 フーチングに作用する波圧に関する既往の研究とその問題点 ..	17
2.3.1 重複波圧の適用	17
2.3.2 軟弱地盤着定式防波堤の波圧	20
2.4 結語	23
参考文献	24
第3章 ロングフーチングケーソンに作用する波圧特性	25
3.1 概要	25
3.2 実験条件と解析方法	27
3.3 規則波の波圧特性	33
3.3.1 フーチング長の違いによる滑動量の変化	33
3.3.2 滑動合成波力のピーク発生位相	35
3.3.3 水平波圧の検証	40
3.3.4 揚圧力分布形状と前趾揚圧力の評価方法	43
3.3.5 抑圧力の特性とその評価方法	48

3.4	不規則波実験による波圧評価方法の妥当性の検証	54
3.4.1	概要	54
3.4.2	滑動合成波力のピーク発生位相	54
3.4.3	水平波圧と合田公式との比較	56
3.4.4	前趾揚圧力評価式の検証	60
3.4.5	抑圧力評価式の妥当性の確認	64
3.5	結語	67
	参考文献	68
第4章	数値波動水路による作用波圧の検証	69
4.1	概要	69
4.2	数値計算手法の概説	69
4.3	数値計算の条件	75
4.3.1	防波堤のモデル化と波圧計測位置の設定	75
4.3.2	波浪条件の設定	77
4.4	フーチングに作用する波圧評価方法の妥当性の確認	78
4.4.1	滑動合成波力のピーク発生位相	78
4.4.2	フーチング基部付近の水平波圧特性	81
4.4.3	前趾揚圧力の評価方法との対比	85
4.4.4	抑圧力評価方法との対比	90
4.4.5	抑圧力分布形状の検討	92
4.5	結語	98
	参考文献	99
第5章	ロングフーチングケーソンの設計法とその経済的効果	100
5.1	概要	100

5.2 押波時のロングフーチングケーソンの設計方法	100
5.2.1 設計計算によって得られる重量	101
5.2.2 不規則波実験データより得られる重量	104
5.2.3 滑動安定性の検証	105
5.3 引波時のロングフーチングケーソンの設計方法	108
5.3.1 設計計算の方法	108
5.3.2 滑動安定性の検証	111
5.4 フーチングに作用する波圧を設計に反映することの効果	113
5.4.1 設計計算の方法	113
5.4.2 設計計算の結果および新たな設計法の効果	116
5.4.3 フーチングを無視できる範囲	119
5.5 適用事例における具体的経済効果	121
5.6 既設防波堤の問題点	128
5.7 結語	134
参考文献	135
 第6章 結論と今後の展望	 136
6.1 結論	136
6.2 今後の展望	139
 謝辞	 140

第1章 序論

1.1 研究の背景

防波堤，護岸，岸壁や臨港道路，空港，海洋に点在する石油・ガス掘削施設，パイプライン，発電施設など，数多くの構造物が海洋空間には存在する．これらの施設は，常時，国民の生活に利便性や憩いを提供し，産業や経済などの発展を支える施設である．また，地震や台風などの自然災害による非常時においても，被害を防止・軽減する施設や避難施設としての役割も果たす．つまり，港湾施設は，国土開発，維持・保全，国家経済を支える重要な施設であるといえる．しかしながら，少子高齢化，人口の減少によって国家財政は逼迫しており，これら施設整備への投資は年々削減されているため，施設には経済的合理性が求められている．また，それとともに多発する地震や異常気象などから防災や環境に対する意識が高揚し，港湾施設への機能付加が要求されるようになった．これらを背景として，港湾施設に関する技術開発が産・官・学で盛んに行われている．例えば，浚渫で発生する海成粘土に添加物を混入した海面廃棄物最終処分場の側面や底面に変形に追随する遮水材（（財）沿岸開発技術研究センター，2004）やブイに GPS を取り付けてリアルタイムで津波や高潮を観測するシステム（Nagai *et al.*, 2004；海洋鉄構協会，2004）などがある．現在，これらのいくつかは既に実用化されており，その効果を十分に発揮している．

港湾施設の技術開発のなかでも，特に防波堤については，数多くの技術開発が行われている．防波堤は，波浪を抑え港内の静穏度を高めて沿岸部を守るという港湾に必要な施設である．日本における代表的な防波堤は，海底地盤上に碎石でマウンドを構築し，さらに，その上に鉄筋コンクリート製のケーソンを設置する混成式防波堤である．この形式の防波堤は，比較的水深が浅い場所では，防波堤の安定性を維持するために滑動抵抗力，転倒抵抗力および基礎の支持力を経済的かつ合理的に満足する傾向にある．しかし，水深が深くなると滑動抵抗力を十分に有するものの転倒や基礎の支持力で安全率を満足することができなくなることが多い．近年，船舶の大型化が進み，大水深岸壁が要求されるとともに沖合に展開する防波堤の必要性も高まり，また，その延長も数 km と非常に長くなっている．そのため，防波堤の建設には莫大な費用と時間が必要となる．そのようななかで，これらの諸問題を解決すべく，新形式防波堤が材料や構造，機能などの多方面から盛んに研究・開発されている（（財）沿岸開発技術研究センター，1994）．

新形式防波堤は，石油プラットフォームに用いられるジャケットのような杭形式やフェリーや漁船の接岸に用いられるポンツーンに翼をつけた浮体形式など多種多様な構造形式が開発されている．しかし，そのほとんどは混成式の防波堤が大半であり，ケーソンの構造形式を変化させ波力の低減や消波効果を目的としたものである．そのなかで，波力を低減する代表的な構造形式に上部斜面堤がある．

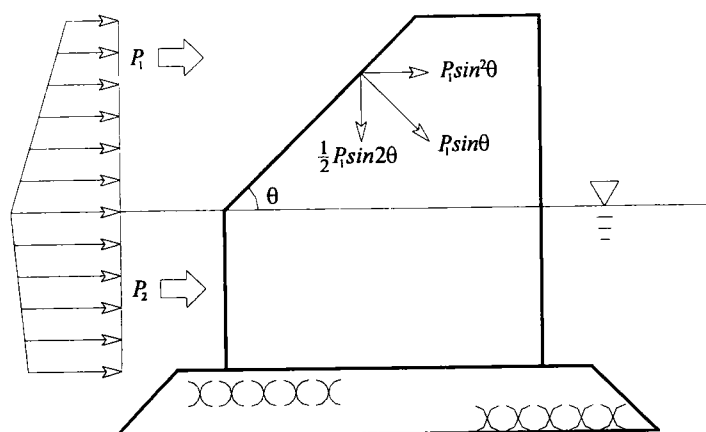


図 1-1 上部斜面堤の模式図

図 1-1 に上部斜面堤の模式図を示す。上部斜面堤は、防波堤の上部工もしくはケーソン上部の一部に角度を持たせた形式の防波堤で、静水面と平行な水平波力が斜面に平行な成分と垂直な成分に分解され、そのうち垂直な成分($P_1 \sin \theta$)のみが斜面に作用するとしたものである。さらに、図 1-1 に示すように $P_1 \sin \theta$ は、静水面に平行な成分と垂直成分に分解され、垂直成分($\frac{1}{2} P_1 \sin 2\theta$)は上部斜面堤を安定化させる波力として作用する（森平ら，1979；中田ら，1983；佐藤ら，1992；細山田ら，1994）。上部斜面堤は、斜面角度 θ により直立壁と比較して波力が約 20%～40%減少し、防波堤に必要な重量を低減することができる。しかしながら、上部斜面堤はその構造上、波が遡上し易いため、伝達波高が大きくなるとされている。そのため、所定の港内の静穏度を確保するためには、防波堤の天端高を高くする必要がある。

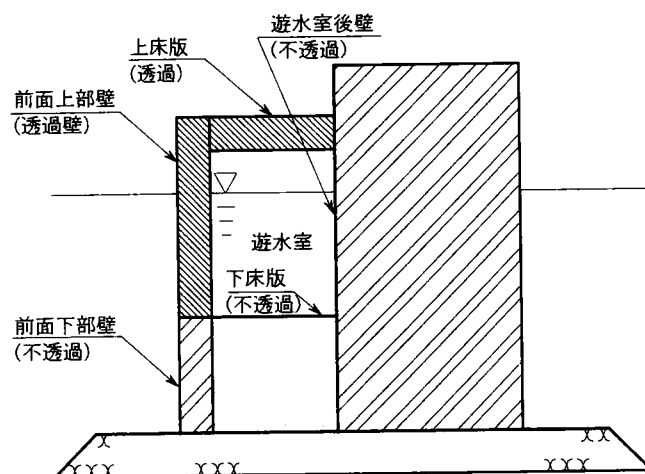


図 1-2 直立消波ケーソン式混成堤の模式図

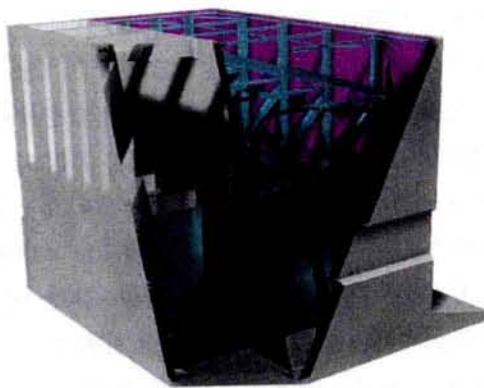
消波効果を主な目的としたケーソンとして、ケーソンの前面にスリットを有する直立消波ケーソンがある。図 1-2 に直立消波ケーソンの模式図を示す。直立消波ケーソンは、前壁が柱を有する透過性の直立壁でその背後にある幅を持った遊水室と波を抑える遊水室後壁を有するケーソンである。波は柱と遊水室によって消波される。高橋ら（1991）は、直立消波ケーソンに作用する波力算定式を提案している。高橋らによれば、直立消波ケーソンに作用する滑動合成波力は、その形状によって、押し波時 I、押し波時 IIa、押し波時 IIb の異なる 3 つの位相のいずれかで極大になるとしている。さらに、それぞれの位相における部位（前面下部不透過壁、透過壁、上床版、遊水室下床版、遊水室後壁、底版）に作用する波力を合田公式（Goda,1974）のなかの波力補正係数を変化させ算定するとしている。

上部斜面堤と直立消波ケーソンを組み合わせ、堤体に作用する波力の低減と消波を目的としたケーソンに上部斜面消波ケーソンがある（関口ら 2000、本田ら 2002、藤井ら 2002、江崎ら 2005）。上部斜面消波ケーソンは、直立消波ケーソン同様に滑動合成波力が極大となる位相における各部位に作用する波圧算定式が提案されており、波力の低減効果および消波機能を有することが明らかにされている。このように、防波堤には様々な工夫がなされ、経済的合理性を追求するとともに新たな機能が付加され、波圧算定式が提案されている。しかし、直立消波ケーソンや上部斜面消波ケーソンなど新たな機能を付加したケーソンは、その構造上、非常に複雑であり、その製作を鉄筋コンクリートのみで行うのには限界がある。また、前述した通り、防波堤が沖合に展開され、軟弱地盤上に計画される場面も多くなっている。これらの諸問題を解決する防波堤に、鋼材とコンクリートを組み合わせた複合構造形式の防波堤がある。

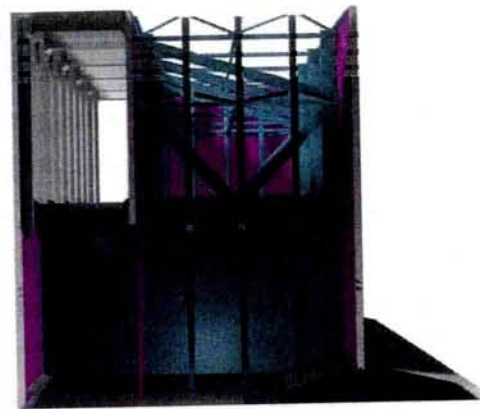


写真 1-1 ハイブリッドケーソン

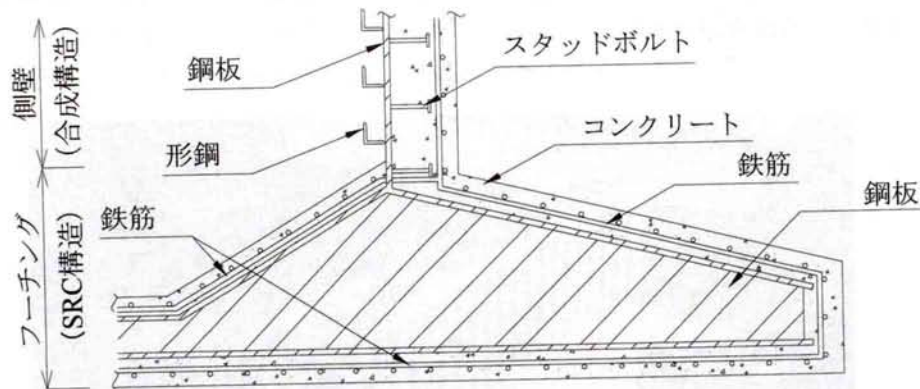
鋼材とコンクリートを組み合わせた複合構造形式の防波堤は、一般的にハイブリッドケーソンと呼ばれている（ハイブリッドケーソン設計マニュアル 1999）。写真 1-1 に代表的なハイブリッドケーソンの鳥瞰写真を示す。写真 1-1 からわかるように、鉄筋コンクリートケーソンと比較した場合、ハイブリッドケーソンの外観上の特徴は、大きく張り出したフーチングと非常にスレンダーなケーソン本体である。



(a) 構造詳細(鳥瞰)



(b) 構造詳細(断面)



(c) 構造断面図(側壁・フーチング)

図 1-3 ハイブリッドケーソンの構造特性

図 1-3 にハイブリッドケーソンの構造特性を示す。図 1-3 (a) および図 1-3 (b) の紫色部分は側壁の鋼板、緑色部分は函内の鋼材（鋼板および鉄骨）、灰色部分がコンクリートを示している。側壁の構造形式は、鋼板がスタッドボルトを介してコンクリートと一体化された合成構造であり、また、底板およびフーチングは、鋼板および鉄骨がコンクリートによって覆われた SRC(Steel Reinforced Concrete)構造となっている。一方、隔壁は、鋼板に形

鋼を配置したスキンプレートのみであり、コンクリートは被覆されない。これは、蓋コンクリートが打設された後、函内部の鋼材は外気と遮断され、腐食が生じなくなるためである。ここで、ハイブリッドケーソンの最大の特徴であるフーチングに着目する。通常の鉄筋コンクリートケーソンのフーチングは、その材料特性から張り出し長を最大長 1.5m として計画されてきた。しかし、フーチングに鋼板や形鋼などの鋼材を用いると部材強度が増加するため、鉄筋コンクリートケーソンのフーチングよりも大きく張り出すことが可能となる。フーチングを大きく張り出すとケーソンに水平波力が作用する際に発生する転倒モーメントの基点が港内側フーチング端部となるため、転倒抵抗性が増大する。さらに、防波堤重量がフーチングを含む底版幅で海底地盤へ分散されるために、底面反力が軽減される。このため、比較的軟弱な地盤に防波堤を設置する場合においても安定計算上、滑動を大きく余らせることなく断面を決定することができる。

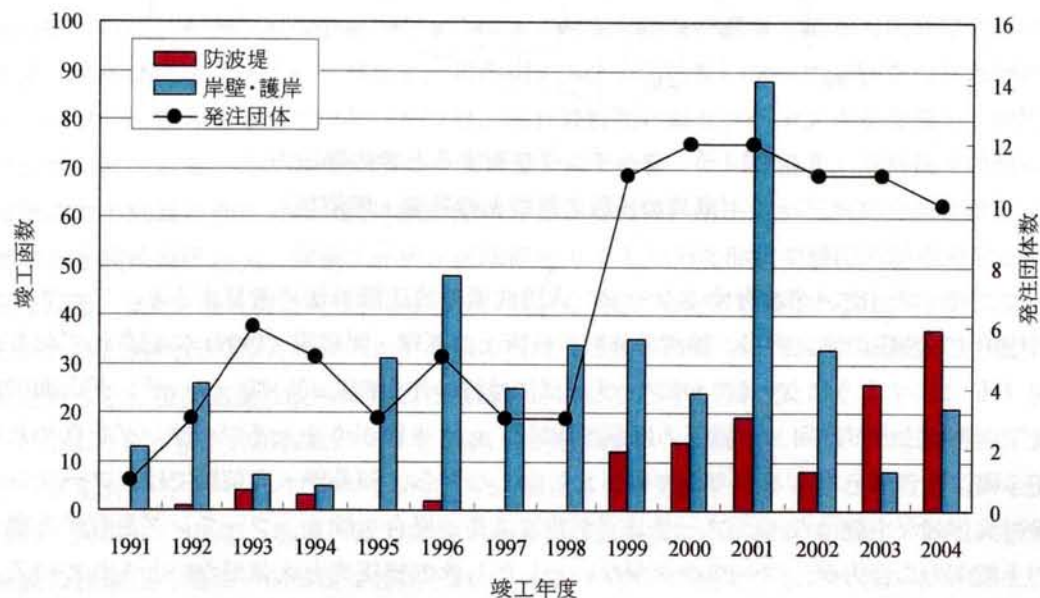


図 1-4 ハイブリッドケーソンの竣工函数と発注団体数

図 1-4 に 1990 年度から 2004 年度までのハイブリッドケーソンの竣工函数を示す。ハイブリッドケーソンは、1987 年に大黒埠頭外周護岸建設工事に初めて採用され、それ以降、新たな構造形式のケーソンとして認知されるようになり、多くの港湾施設で採用されてきた。しかし、1990 年代は、岸壁や護岸を中心にハイブリッドケーソンが採用されている。これは、ハイブリッドケーソン陸側フーチング上の土圧がケーソンの有効重量とみなし、ケーソン本体の大きさを小さく、経済的に築造できるためである。一方、防波堤としての採用は、1990 年代において僅かであったが、1999 年以降、数多く採用されるようになって

いる。これは、比較的軟弱な地盤において防波堤が計画されたことや対象となる船舶が大型化してそれに伴い防波堤も長大・巨大化したためと考えられる。また、ハイブリッドケーソンのほとんどが港湾において採用されていたが、多くの発注者に認知されるようになって、漁港においても採用され始めたのも理由の一つである。

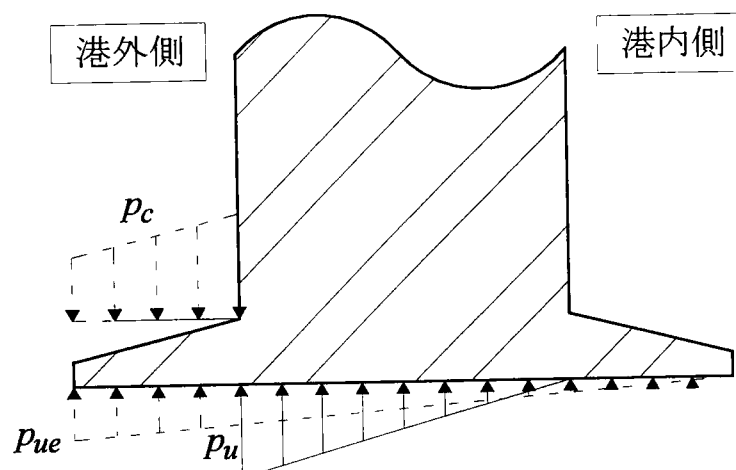


図 1-5 フーチングを有するときの揚圧力
(港湾の施設の技術上の基準・同解説)

ここで、フーチングを有するケーソン式防波堤の波圧設計法に着目すると、フーチングに作用する波圧の考え方は、港湾の施設の技術上の基準・同解説（1999）に記されており、図 1-5 に示すようにケーソンのフーチングには波の作用側において、フーチング上面で鉛直下向きに圧力が作用し、揚圧力は底面前趾が p_{ue} 、後趾が 0 となるフーチングを含めた底面全幅に三角形分布するとされている。しかしながら、同基準・同解説では、フーチング長の具体的な定義はなく、フーチングが非常に長い場合を除き、フーチングを有する場合の上記圧力の合力が、フーチングがないとしたときの揚圧力と大差がないとされている。そのため、現行におけるフーチングを有するケーソンの波力の設計は、フーチングに作用する揚圧力とフーチング上面に鉛直下向きに作用する圧力が無視され、ケーソン本体に作用する揚圧力のみを考慮して波力設計が行われている。つまり、フーチングはケーソン本体の転倒や底面反力の分散の設計において考慮されるが、波圧設計では考慮されず、フーチングがないケーソンの波力設計と同じ方法で行われている。前述したように、港湾の施設の技術上の基準・同解説において、フーチング上面に鉛直下向きに作用する圧力の合力と揚圧力の合力の差が、ケーソン本体のみで算出した揚圧力の合力と大差ないとされるフーチング長さの定義はなされていない。しかし、鉄筋コンクリートケーソンでは 1.5m を最大長としてフーチングを設置する場合があるが、過去に防波堤として用いられたハイブリッドケーソンのフーチング最大長は 5.0m と長く、港湾の施設の技術上の基準・同解説で想

定する範囲のフーチング長を逸脱していると考えられる。そこで、このようなロングフーチングに作用する波圧を考える。防波堤前面に波の峰が作用した際に最大の滑動合成波力が発生すると仮定するとフーチングが港外側に張り出した分だけ波の位相差が生じ、フーチングがないときの前趾揚圧力と比較した場合、前趾揚圧力は低減するが、揚圧力の分布幅は、港外および港内側のフーチングを含む底版全体に作用すると考えられる。一方、防波堤を安定化させる波力であるフーチング上面で鉛直下向きに作用する圧力は、フーチング基部で水平波圧と同規模の鉛直波圧がフーチング上面に鉛直下向きに作用し、フーチング前趾付近において波の位相差の影響で圧力が低減する考えられるものの、ロングフーチング全長に分布する。このため、フーチング長が長くなると揚圧力の合力とフーチング上面に作用する鉛直下向きの波圧の合力の差に違いが生じると考えられる。

軟弱地盤上に防波堤を建設する際、設計計算上、防波堤の前壁に波の山が作用する押波時の支持力が防波堤の断面を決定する大きな要素となる。ここで、現行設計法のようにフーチングに作用する揚圧力を無視し、地盤反力に対する有効性のみを設計上考慮すると、港内側のみにフーチングを取付けたケーソンが最も有効な断面を与える可能性は大きい。事実、港外側にはフーチングがなく、港内側のみに非常に長いフーチングを付けた非対称なケーソンも実在する。このケーソンは、現行設計法に則りフーチングを無視して波圧設計が行われている。港内側のみにフーチングを有するケーソンの場合、港外側での波の位相差による前趾の揚圧力の低減効果が期待できないため、揚圧力が三角形分布となると仮定すると前趾揚圧力 p_w 、陸側フーチング端部を 0 とした分布形状で揚圧力が作用すると考えられる。また、港外側にフーチングがないため、鉛直下向きに作用する圧力は生じない。そのため、港内側のみにフーチングを取り付けたケーソンでフーチングを無視して波圧設計を行うと、堤体重量は波力に対して重量不足になると考えられる。

このように、新形式防波堤が次々と研究・開発されていくなかで、その代表例であるフーチングを有するケーソンに関する研究では、構造系の研究開発は多く存在するが（川崎ら，1997；井福ら，1998），波圧・波力に関する研究は数少ないのが現状である。また、港湾の施設の技術上の基準・同解説で想定されているフーチング長よりもフーチングが長いと考えられる場合においても、波圧の算定に現行設計法を準用しているケーソンも数多く存在し、同基準・同解説の拡大解釈とも取れる波圧設計が現状のフーチングを有するケーソン式防波堤に適用されている。

以上のことより、本論文では、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する波圧特性を水路実験および数値波動水路により明らかにし、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する波圧の評価方法について論じる。さらに、波圧特性を踏まえた上で、現行設計法を適用した既設防波堤の問題、ロングフーチングケーソン式防波堤が優位な海域について考究する。

1.2 研究目的

本研究の目的は、今後の社会資本の整備に貢献することである。そのため、本研究では、多くの港湾や漁港で採用されているロングフーチングケーソン式防波堤についての波圧特性を明らかにして、波圧を適切に評価できる方法を構築する。さらに、ロングフーチングケーソン式防波堤が、経済的合理性とその適用性を持つ海域を提示する。本論文の構成を以下に示す。

第1章では研究の背景と目的を述べた。

第2章においては、新形式防波堤に関する波圧設計の基本となっている現行設計法（合田公式）の算定方法について論述する。また、現在、ロングフーチングケーソン式防波堤においても現行設計法が用いられているため、現行設計法のフーチングを有するケーソン式防波堤への適用性についても述べる。さらに、フーチングに作用する既往の研究について、フーチングに作用する波圧がどのような場を想定して考えられ、また、どのような評価手法が与えられているかを整理する。これらを実際に適用されたロングフーチングケーソン式防波堤と対比した上で、波圧設計を適用する際の問題点について述べる。

第3章では、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する波圧特性を検証するために、規則波実験を行い、これから得られた結果を現行設計法と比較し、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する波圧の評価方法を提案する。さらに、波圧の評価方法の検証のために不規則波実験を実施し、提案した波圧の評価方法の妥当性を確認する。

第4章では、第3章で提案したロングフーチングケーソン式防波堤に作用する波圧の評価方法の妥当性を数値波動水路 CADMAS-SURF により確認する。さらに、実験で実施することができないマウンド空隙率の変化や防波堤前面における波形変化の詳細な検討を数値波動水路 CADMAS-SURF によって検証し、ロングフーチングケーソン式防波堤の波圧分布特性について物理的考察を行う。

第5章では、第3章、第4章で得られた知見をもとに、不規則波実験データを用いて滑動安全率の面から提案する評価式の妥当性について考察を行う。また、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する波圧特性を設計上、勘案した場合の経済的効果について検討を行い、ロングフーチングケーソン式防波堤が経済的に優位な海域の選定を行う。さらに、現行設計法を準用した既設防波堤の問題点について記述する。

第6章では、本論文で得られた知見を要約して結論とするとともに今後の展望についてもあわせて述べる。

参考文献

- [1] 財団法人 沿岸開発技術研究センター (2004) : コースタル・テクノロジー2004
- [2] Nagai,T., Terada,Y., Kato,T., Kudaka,M. (2004) : GPS buoy application to offshore wave, tsunami and tide observation, *Proceeding 29th International Conference on Coastal Engineering*, Lisbon, ASCE, pp.1093-1105.
- [3] 海洋鉄構協会 (2004) : 21世紀の海を拓く
- [4] 財団法人 沿岸開発技術研究センター (1994) : 新形式防波堤技術マニュアル
- [5] 森平倫生, 国田治 (1979) : 斜面堤の水理特性に関する模型実験, 第26回海岸工学講演会論文集, p.295-298.
- [6] 中田邦夫, 池田竜彦, 岩崎三日子, 北野雅三, 藤田隆 (1983) : 上部斜面堤の現地建設に伴う水理模型実験, 第30回海岸工学講演会論文集, p.313-316.
- [7] 佐藤孝夫, 山縣延文, 古川正美, 高橋重雄, 細山田得三 (1992) : 消波ブロック被覆上部斜面堤の水理特性—那覇港大水深域における新構造防波堤の開発—, 第39回海岸工学論文集, p.556-560.
- [8] 細山田得三, 高橋重雄, 谷本勝利 (1994) : 離島港湾における上部斜面堤の適用性について, 海岸工学論文集第41巻, p.706-710.
- [9] 高橋重雄, 下迫健一郎, 佐々木均 (1991) : 直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法, 港湾技術研究所報告, Vol.30 No.4, p.3-34.
- [10] Goda, Y. (1974) : New wave pressure formulae for composite breakwaters, *Proceeding 14th International Conference on Coastal Engineering*, Copenhagen, ASCE, pp.1702-1720.
- [11] 関口信一郎, 渥美洋一, 中内勲, 宮部秀一, 福士昌哉, 三輪俊彦 (2000) : 斜面スリットケーソンの開発, 海洋開発論文集第16巻, p.487-491.
- [12] 本田秀樹, 塩崎禎郎, 堀内博, 辻岡和男 (2002) : 上部斜面消波堤に作用する波力と水理特性について, 土木学会第57回年次学術講演会, p.103-104.
- [13] 藤井敦, 小椋進, 竹内泰弘, 森川高德 (2002) : 大水深における各種スリット式消波堤の波力特性に関する実験的研究, 土木学会第57回年次学術講演会, p.101-102.
- [14] 江崎慶治, 高山知司, 荒居祐基 (2005) : 上部斜面スリット防波堤に作用する波圧特性の検討, 海洋開発論文集第21巻, p.581-586.
- [15] 財団法人 沿岸開発技術研究センター (1999) : ハイブリッドケーソンマニュアル
- [16] 社団法人 日本港湾協会 (1999) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上巻) (下巻)
- [17] 酒井浩二, 井福周介, 大釜達夫, 山崎耕嗣 (1998) : 大水深における重複波を考慮した設計波力算定法, 第45回海岸工学講演会, p.746-750.
- [18] 川崎進, 山田昌郎, 清宮理 (1997) : 港湾用ケーソンのパットレス部に関する載荷実験, 日本コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, p.771-776.
- [19] 井福周介, 大釜達夫, 石川真澄 (1998) : 合成構造による幅広フーチングケーソンの技術開発, テクノオーシャン'98論文集, p.141-144.

第2章 現行設計法とその問題点

2.1 概要

本章では，ロングフーチングケーソン式防波堤への現行設計法の適用方法，最新版である1999年度港湾の施設の技術上の基準・同解説における揚圧力の算定方法についての解釈を行う。また，波圧設計法について，既往の研究の整理した上で，実際のロングフーチングケーソン式防波堤に適用する際の問題点を抽出する。

2.2 現行設計法とロングフーチングケーソン式防波堤への適用方法

防波堤に作用する水圧は，静水圧と波圧が考えられる。防波堤の設計において，静水圧は防波堤が設置される水深を知ることによって算定することができる。しかし，波圧は，防波堤に作用する波の波高，周期，防波堤が設置される海域の海底勾配などと密接な関係を有しており，静水圧のように簡単に算定することができない。そのため，防波堤の設計では，静水圧と波圧は別々に考えられる。

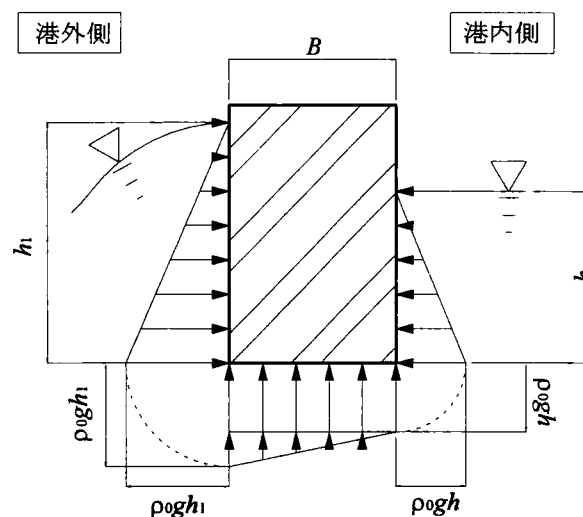


図 2-1 静水圧と波圧が作用する状況

図 2-1 に示すように，防波堤に港内側および港外側から静水圧と波圧が作用する状態を考える。図 2-1 中の記号は， h_1 ：港外側における防波堤底面から水面までの深さ(m)， h ：港内側における防波堤底面から水面までの深さ(m)， ρ_0 ：海水の密度(t/m^3)， g ：重力加速度(m/s^2)，

B : 防波堤の幅(m)である。

港外側にある波高，周期の波が作用した瞬間，防波堤前面の水圧分布を三角形分布と仮定する．一方，港内側では防波堤により波が遮られるため，後面には波圧が作用せず静水圧のみ作用する．また，底版においては，圧力の方方向性を持たず放射状に均一に作用する特性により，底版前趾で防波堤前面の下端と同じ水圧が作用し，底版後趾で防波堤後面の下端と同じ静水圧が作用することになる．ここで，防波堤に作用する波圧を考える．防波堤の前面では，港内側で防波堤の後面に作用している静水圧と同じ大きさの静水圧が作用していると考えられるため，波圧は港外側の三角形分布から港内側の三角形分布を差し引いた圧力であると考えられる．また，底版には台形分布の水圧が作用するが，これから静水圧を差し引くと底版前趾を最大，底版後趾を 0 とする三角形分布の波圧が作用することになる．一般に図 2-1 の h_1 は水深 h と波高 H の和として考えられるため，防波堤の前面，底版に作用する波圧は，波高 H の関数として与えられる．

現在，合田公式が防波堤の波圧を算定する有効な方法として用いられている．合田公式が標準化されたのは，1978 年の港湾の施設の技術上の基準からである．それ以前において，防波堤の設計法は，廣井公式，Sainflou 公式，および廣井公式と Sainflou 公式を組み合わせた部分碎波公式が用いられていたようである（合田，1997；窪内ら，2005）．合田公式は，従来，廣井公式，Sainflou 公式，廣井公式と Sainflou 公式を組み合わせた部分碎波圧公式などで波圧を重複波圧と碎波圧で分類して個別の波圧設計が行われてきたものを重複波圧，碎波圧を連続的に変化させているものである．合田公式が与える波圧分布および波圧強度を図 2-2，式(2-1)～式(2-10)に示す（Goda,1974）．

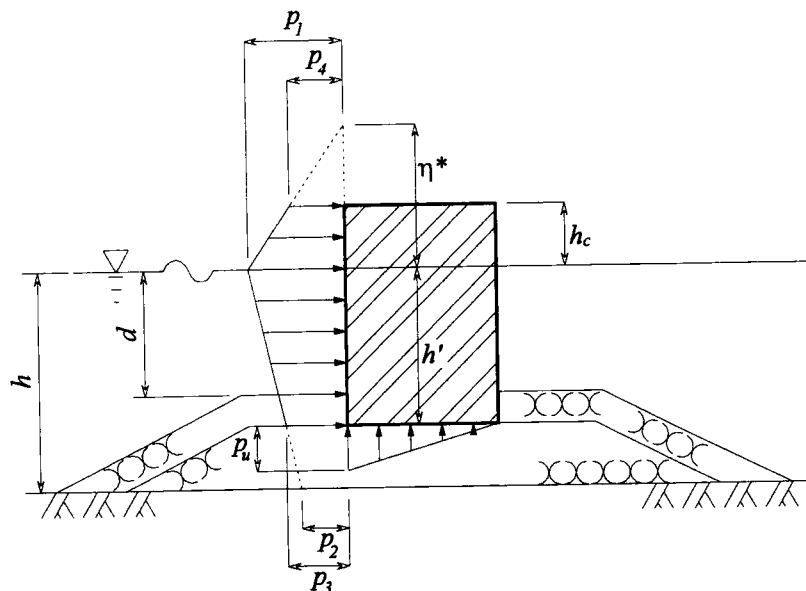


図 2-2 合田公式の波圧分布

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \quad (2-1)$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta) (\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos \beta^2) \rho_0 g H_D \quad (2-2)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (2-3)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (2-4)$$

$$p_4 = \begin{cases} p_1 \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) & : \eta^* > h_c \\ 0 & : \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (2-5)$$

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \lambda_3 \rho_0 g H_D \quad (2-6)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right]^2 \quad (2-7)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (2-8)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right] \quad (2-9)$$

ここに、 η^* : 静水面上での波圧強度が 0 となる高さ(m), p_1 : 静水面における波圧強度(kN/m²), p_2 : 海底面における波圧強度(kN/m²), p_3 : 直立壁の底面における波圧強度(kN/m²), p_4 : 直立壁の天端における波圧強度(kN/m²), p_u : 直立壁の底面に作用する揚圧力(kN/m²), ρ_0 : 水の密度(t/m³), g : 重力加速度(m/s²), β : 波の主方向から $\pm 15^\circ$ の範囲内で最も危険な方向と

直立壁の法線の垂線がなす角度($^\circ$), $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$: 波圧の補正係数, h : 直立壁の前面における水深(m), L : 水深 h における有義波周期 $T_{1/3}$ に対応する波長, H_D : 設計波高(m), h_b : 直立壁の前面から港外側へ有義波高の 5 倍の距離の地点における水深(m), d : マウンドの根固め工または被覆工の天端のうち, いずれか浅い水深(m), h' : 直立壁の底面の水深(m), h_c : 水面から直立壁の天端までの高さ(m)である。また, 波圧設計で用いられる設計波高 H_D は最高波 H_{\max} で与えられ, H_{\max} が碎波の影響を受けるか否かで次のように定義されている。

最高波高 H_{\max} が碎波の影響を受けない場合

$$H_D = H_{\max} = 1.8H_{1/3} \quad (2-10)$$

最高波高 H_{\max} が碎波の影響を受ける場合

設計波高 H_D は不規則波の碎波変形を勘案した最高波高 H_{\max}

ここに, $H_{1/3}$: 直立壁の前面水深における進行波としての有義波高(m)である。最高波が碎波の影響を受けるか否かの判定は, 海底勾配に対する碎波帯内の最高波高の算定図が示されている。この算定図内に定義される 2%減衰線より港内側の領域内の波高変化におけるピークを境に, それ以深であれば碎波の影響を受けず, 以浅であれば碎波の影響を受けることになる。

α_2 は捨石マウンドと海底勾配による影響を表したもので, 高い捨石マウンド, 急勾配な海底勾配になると α_2 も大きくなる。しかしながら, α_2 は衝撃的な碎波圧を十分には表現することができていない。そのため, 衝撃碎波が生じ易い高マウンドの場合は, 衝撃碎波係数 α_1 を別途考慮する必要がある。衝撃碎波係数 α_1 については式(2-11), 式(2-12)の α_{I0} を港外側マウンドの肩幅 B_M と波長 L の比を横軸, 前面水深 d と水深 h との比を縦軸とする図 2-3 により読み取り, 算定することが可能である (高橋ら, 1992)。

$$\alpha_I = \alpha_{I0} \alpha_{I1} \quad (2-11)$$

$$\alpha_{I0} = \begin{cases} \frac{H}{d} & \left(\frac{H}{d} \leq 2 \right) \\ 2 & \left(\frac{H}{d} > 2 \right) \end{cases} \quad (2-12)$$

衝撃碎波係数 α_1 の合田公式への適用については α_2 と α_1 を比較し, α_1 が大きい場合は, α_2 を α_1 に置換して波圧設計を行うとしている。

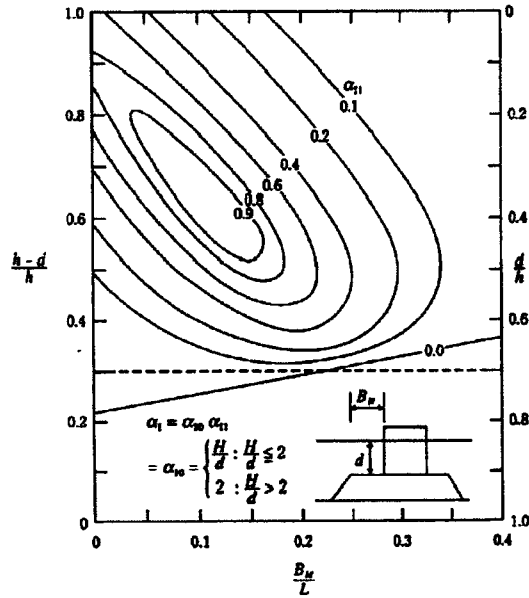


図 2-3 衝撃碎波力係数
(港湾の施設の技術上の基準・同解説)

これらより，防波堤の安定計算に用いる水平波圧合力および防波堤の後趾を基点とする水平モーメントは次のように表される．

$$P = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)h' + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h_c^* \quad (2-13)$$

$$M_P = \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)h'^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h'h_c^* + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_4)h_c^{*2} \quad (2-14)$$

$$h_c^* = \min\{\eta^*, h_c\} \quad (2-15)$$

ここに， P ：水平波圧合力(kN/m)， M_P ：水平モーメント(kN/m・m)である．一方，揚圧力合力，鉛直モーメントは次式で与えられる．

$$U = \frac{1}{2}p_u B \quad (2-16)$$

$$M_U = \frac{2}{3}UB \quad (2-17)$$

ここに、 U : 揚圧力合力(kN/m), M_U : 鉛直モーメント(kN/m・m)である。

合田公式により算定することができる波圧は、上述した通り、防波堤の前面に作用する水平波圧と底版に鉛直上向きに作用する揚圧力である。そのため、港外側、港内側に張り出したフーチングに作用する波圧は算定することができない。合田公式は、1978年度の港湾の施設の技術上の基準から標準的な波圧設計法として採択されており、当時はフーチングがない図 2-2 に示すような矩形の防波堤が一般的であり、フーチングを有する防波堤は防波堤の構造形式として存在しなかった。そのため、当時の波圧設計においては、フーチングそのものを安定計算上考慮する必要がなかった。

ここで、現在の最新版である 1999 年度の港湾の施設の技術上の基準・同解説には、フーチングを有するときの揚圧力の算定方法について次のように記述されている。

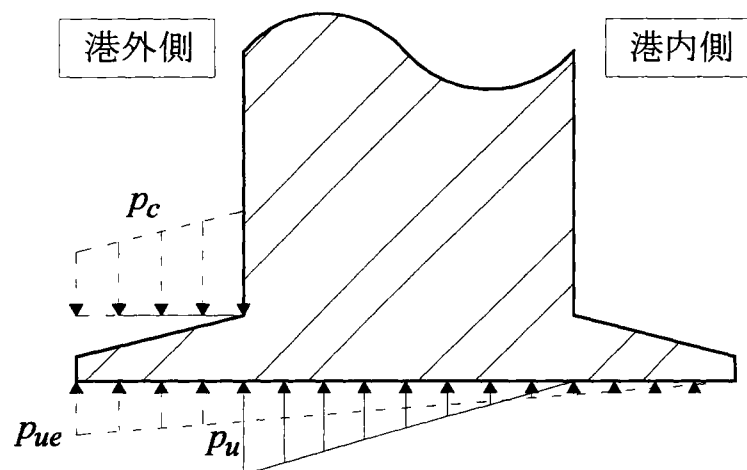


図 2-4 フーチングを有するときの揚圧力
(港湾の施設の技術上の基準・同解説)

<1999 年度の港湾の施設の技術上の基準・同解説 p.143>

ケーソンなどでフーチングを有するときには、波の作用側におけるフーチング上面で下向きの波力、及び底面前趾で p_{ue} 、後趾で 0 の揚圧力が作用することになる。しかしながら通常の場合、その合力はフーチングがないとしたときの揚圧力と大差ない。そのため、図 2-4 に示すように、フーチングを無視して、直立壁前面の延長位置で式(2-6)による p_u 、後面の延長位置で 0 の三角形分布として揚圧力を算定してもよい。ただし、フーチングが非常に長い場合は、底面前趾の揚圧力 p_{ue} の変化などを考慮して適切に揚圧力を算定する必要がある。

1999 年度の港湾の施設の技術上の基準・同解説でフーチングを有するケーソンを想定した記述がある背景には、鉄筋コンクリートケーソンにフーチングを取り付ける場合が想定されていたためと考えられる。しかしながら、現状においても鉄筋コンクリートケーソンのフーチングは、鉄筋コンクリートの材料特性上フーチングを大きく張り出すことが困難であるため、最大の張り出し長さを 1.5m として設計されており、ハイブリッドケーソンの実績最大フーチング長 5.0m と比較して短い。また、フーチングの張り出し長が 1.5m と限られた場合、底面反力を分散するためには本体幅を広くする必要がある。そのため、鉄筋コンクリートケーソンのフーチング長が防波堤全体幅に占める割合は、ハイブリッドケーソンのフーチング長が防波堤全体幅に占める割合よりも小さくなる。

第 1 章において 1990 年よりフーチングを有するケーソンが出現してきたと述べたが、1990 年代のフーチングを有するケーソンは、そのほとんどが岸壁や護岸へ用いられるものであり、本格的な防波堤への適用は 1999 年以降である。このことから、現行の 1999 年度の港湾の施設の技術上の基準・同解説に記されているフーチングを有するときの揚圧力に関する考え方の背景には、フーチングを有する場合においてもハイブリッドケーソンを想定した記述ではなく、鉄筋コンクリートケーソンが想定されていると推察できる。

1999 年度の港湾の施設の技術上の基準・同解説の記述では、フーチングが非常に長い場合は別途の取り扱いが必要とされている。しかしながら、フーチング長に関する定義はなされていない。そのため、現行のロングフーチングケーソン式防波堤の設計においては、フーチングが転倒抵抗性を増加させることと底面反力の軽減について考慮されるものの、波圧設計ではフーチング長が同基準・解説に記載される長い場合に相当しないとしてフーチングに作用する波圧を無視して行われる。ここで、ロングフーチングに作用する波圧について考えてみると、港外側フーチング上面には鉛直下向きに波が作用する。この波力は防波堤を押し下げる力であるため、防波堤の滑動抵抗性や転倒抵抗性を高める力となる。一方、フーチング下面からは揚圧力が港外および港内のフーチングを含む底版全体幅に作用すると考えられる。しかし、フーチングに作用する揚圧力は波の位相差の影響を受けるため、現行設計法で算定できる揚圧力をそのまま適用できるとは言えない。

これらより、現行設計法においては鉄筋コンクリートケーソンに用いられている 1.5m 程度のフーチング長を想定しており、ハイブリッドケーソンに用いられるロングフーチングに作用する波圧は、フーチングに作用する揚圧力や鉛直下向きの波圧についての検討が必要であると考えられる。

2.3 フーチングに作用する波圧に関する既往の研究とその問題点

2.3.1 重複波圧の適用

ロングフーチングケーソン式防波堤の既往の研究としては、酒井ら(1998)、渡邊ら(2003)の研究がある。酒井らは、幅広フーチングケーソンについて大水深重複波を対象波とした水理実験を実施し、フーチングに作用する波圧の算定方法を提案している。一方、渡邊らは酒井らが行った実験を数値波動水路 CADMAS-SURF によって再現し、フーチング上面に作用する鉛直波圧の妥当性について記している。

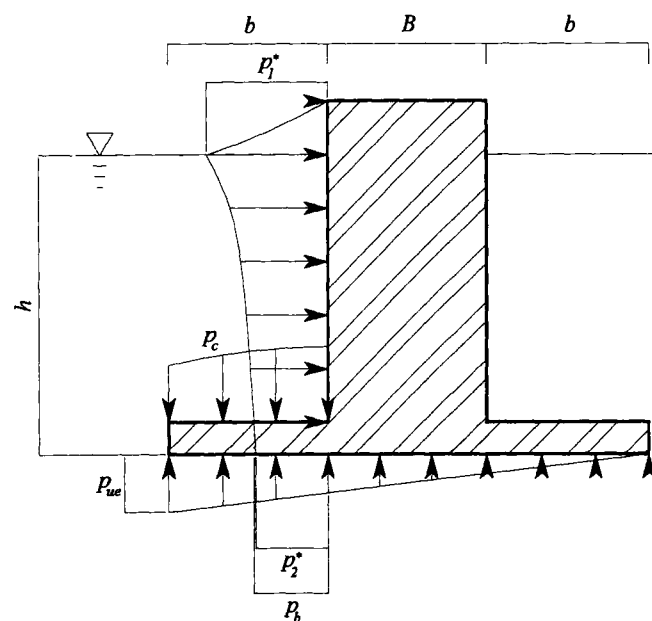


図 2-5 有限振幅重複波理論の準用法における波圧分布

酒井らによって提案されている波圧分布は、比較的静穏で水深が 20m 以上の深い海域に幅広フーチングケーソンが用いられることを前提条件としている。つまり、重複波的な波力が幅広フーチングケーソンに作用する場合を想定している。そのため、波圧分布は、図 2-5 の水平波圧分布で示す合田・柿崎(1996)の有限振幅重複波理論の第 4 次近似解に基づいた波力算定式が準用されている。しかしながら、有限振幅重複波理論は、水深が深いことに加え、一様な緩勾配斜面の上に直立壁を設けた直立堤が想定されており、混成堤のようにマウンドが存在する場合は想定されていない。そのため、有限振幅重複波理論の適用に際しては、マウンドの影響を無視できる範囲が前提にされている。適用範囲を表 2-1 に示す。

表 2-1 適用範囲

諸元	適用範囲
h/L	0.25以上
H/L	0.1以下
d/H	2.0以上

ここで、 h ：水深(m)、 L ：波長(m)、 H ：波高(m)、 d ：根固工または被覆工の天端のうち、いずれか浅い水深(m)である。

表 2-1 は有限振幅重複波理論を用いて有益な場合に加え、重複波がマウンドの影響により碎波とならないように設定されている。水深波長比 $h/L < 0.25$ の範囲において、有限振幅重複波理論を用いて波力を算定した場合、水平波力は現行設計法との比較において差が小さいため、 $h/L \geq 0.25$ の範囲で適用するとしている。さらに、波形勾配 H/L は、 $h/L \geq 0.25$ を満足する $H/L \leq 0.1$ とされ、また d/H の適用範囲については、 $d/H \geq 2.0$ であればマウンド上での碎波がほとんど生じないとする伊藤ら(1966)による実験に基づいている。

フーチングに作用する波圧については、図 2-5 の p_c はフーチング上面に作用する波圧分布、 p_{ue} は港外側フーチング前趾に作用する揚圧力で、それぞれ以下の式によって算定することができる。とされている。

$$p_c = p_b \cos\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \quad (2-18)$$

$$p_{ue} = p_b \cos\left(\frac{2\pi b}{L}\right) \quad (2-19)$$

ここに、 p_b ：フーチング基部の水平波圧(kN/m²)、 x ：ケーソン前壁から港外側の方向を正とした座標(m)、 L ：波長(m)、 b ：フーチング長(m)である。

式(2-18)で示すフーチング上面に作用する波圧分布は、フーチング基部で最大の波圧強度を p_b として、港外側フーチングに近づくにつれて、三角関数で減少する分布形状となっている。一方、揚圧力は分布形状を港外側フーチング前趾で最大、港内側フーチング後趾で 0 となる三角分布を仮定している。そのため、揚圧力の合力は、港外側の前趾揚圧力と港外側・港内側フーチングを含む底版全幅の積で与えられることになる。前趾揚圧力は、式(2-19)により与えるとしている。ここで、式(2-18)および式(2-19)に着目すると、式(2-19)は式(2-18)の x を b に入れ替えた式と等しい。つまり、酒井らが提案している前趾揚圧力は、港外側フーチング端部に作用する鉛直下向きの波圧と同じである。

フーチングを有する場合の簡便な揚圧力の算定方法として、図 2-4 で示すフーチングを

無視してケーソン本体のみで揚圧力を算定できる適用範囲についても酒井らは検討をおこなっている。フーチングを無視できる条件は、式(2-20)とされている。

$$\frac{b}{L} \leq 0.134 \quad (2-20)$$

また、フーチングを無視した場合の本体に作用させる揚圧力は式(2-21)で算定することが可能であるとしている。

$$p_u = p_2^* \lambda_{PZT} = p_2^* \cos^2 \left(\frac{2\pi b}{L} \right) \quad (2-21)$$

ここに、 p_2^* ：有限振幅重複波理論による海底面における波圧強度(kN/m²)、 λ_{PZT} ：波圧低減係数(=2 $\pi b/L$)である。

前述の通り、有限振幅重複波理論は、水深に対する波高比が小さく重複波的な波力が作用し、マウンドが存在しないもしくはマウンドの存在が波形に影響しないとした仮定に基づいている。そのため、有限振幅重複波理論より導かれた式(2-18)や式(2-19)はマウンドの影響が考慮されていない。これは、式(2-18)で与えられる前趾揚圧力が式(2-19)で算定されるフーチング端部に作用する鉛直下向きの波圧と同値になることからマウンドの影響が反映されていないことが分かる。しかしながら、実際に採用されているほとんどの防波堤は、マウンド上にケーソンが設置される混成堤である。また、防波堤が設置される海域は、表 2-1 で示した適用範囲の内であることが少なく、式(2-18)および式(2-19)を用いて断面が決定された防波堤は存在しない。そのため、フーチングに作用する波圧を評価するためには、実際にロングフーチングケーソン式防波堤が用いられている海域を想定した場での検討が必要であり、マウンドの存在やマウンドの特性を考慮した前趾揚圧力、フーチングに作用する鉛直下向きの評価方法でなければならない。

2.3.2 軟弱地盤着定式防波堤の波圧

フーチングを大きく広げ、フーチングに作用する波力を考慮した防波堤として、軟弱地盤着定式防波堤が存在する（国土交通省 九州地方整備局，2006）。軟弱地盤着定式防波堤は、表層地盤がある程度の強度を持つ粘性地盤上における防波堤として開発されたものである。軟弱地盤着定式防波堤の構造形式は、「平型」と「くし型」がある。さらに、「平型」「くし型」とともに「逆T型」と「逆π型」とに分類される。期待される滑動抵抗力としては、「平型」ではケーソン底面と地盤間に生じる付着力、「くし型」では杭の横抵抗力であり、混成堤の様な重力式防波堤とは異なる力で防波堤の機能を維持しようとするものである。そのため、ケーソンには中詰砂を投入する箱が存在せず鉛直壁と底版、また鉛直壁を支えるバットレスにより構成されている。

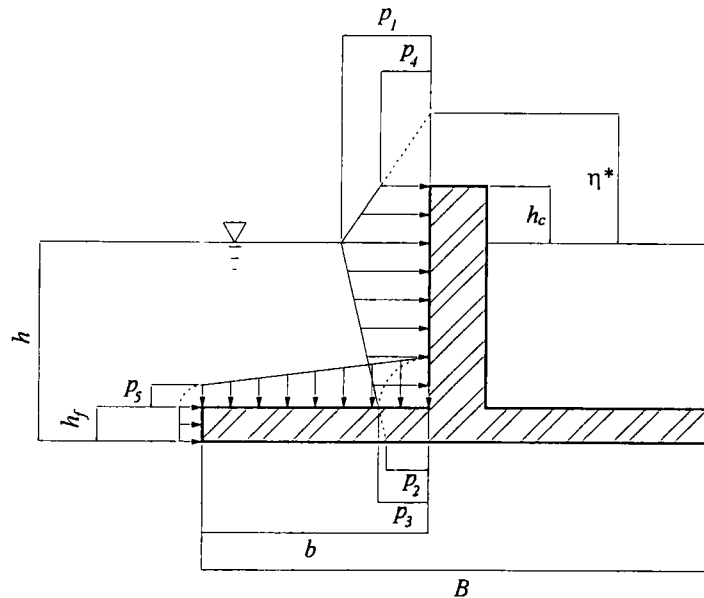


図 2-6 軟着堤の波圧分布

「平型」は、底面の付着力で滑動を抑えるために、必要な滑動抵抗力を得るには十分に広い底面が必要となり、ケーソン本体が大きくなる。一方、「くし型」は杭の横抵抗力で滑動抵抗力を期待しているため、杭の工事が増えるものの底面幅つまりケーソンを大きくする必要はない。これより建設工費が縮減され、熊本港においては、「くし型」が採用されている。逆T型の軟弱地盤着定式防波堤に作用する波圧を図 2-6 に示す。図 2-6 中の記号は次の通りである。 η^* ：静水面上での波圧強度が 0 となる高さ(m)， p_1 ：静水面における波圧強度(kN/m^2)， p_2 ：海底面における波圧強度(kN/m^2)， p_3 ：フーチング天端面における波圧強度

(kN/m²), p_4 : 直立壁の天端における波圧強度(kN/m²), p_5 : フーチング端部に作用する波圧強度(kN/m²), h : 直立壁の前面における水深(m), h_f : フーチング端部の高さ(m), h_c : 水面から直立壁の天端までの高さ(m), b : フーチング長(m), B : フーチングを含む軟着堤の全体幅(m)である。

ケーソンには、水平波力と鉛直波力が作用するとされているが、軟弱地盤着定式防波堤における鉛直波力は、底版の天端に作用する波力のみであり、揚圧力は含まれていない。これは、軟弱な地盤上に設置したケーソンに揚圧力がほとんど作用しないことが、熊本港における現地実証試験結果より確認されたためである。また、洗掘防止マットを敷設することによって、揚圧力は作用しにくくなるともされている。

水平波力は、水理模型実験の結果、合田公式との整合性が高く、合田公式での算定が可能であるとされている。そのため、水平波圧 p_1 , p_2 , p_3 および p_4 は、合田公式である式(2-2), 式(2-3), 式(2-4)および式(2-5)でそれぞれの波圧が設計される。

ここで、底面上面における鉛直波力に着目すると、フーチングの基部においては、合田公式より算定されるフーチング天端面における水平波圧 p_3 と同じ大きさの波圧が、フーチングに鉛直下向きに作用し、さらに、フーチング端部では波の位相差とフーチング長を考慮した次式で与えられる p_5 が作用するとされている。

$$p_5 = p_3 \cos\left(\frac{2\pi b}{L}\right) \quad (2-22)$$

ここに、 L : 底版上水深における波長(m)である。一方、波圧分布は、 p_5 が三角関数で与えられるものの p_3 と p_5 を直線で結んだ台形分布とされる。

これらより、水平波圧合力は、合田公式で示した式(2-13)にフーチング端部鉛直面の水平波圧を含んだ式(2-23)で表される。また、水平モーメントは、港内側フーチング後趾を基点として式(2-24)で与えられる。

$$P = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)h' + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h_c^* + p_5 h_f \quad (2-23)$$

$$M_P = \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)h'^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h'h_c^* + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_4)h_c^{*2} + \frac{1}{2}p_5 h_f^2 \quad (2-24)$$

ここに、 P : 水平波圧合力(kN/m), M_P : 水平モーメント(kN/m・m)である。また、フーチング上面に作用する波圧により生じる鉛直波圧合力、鉛直モーメントは次式で与えられる。

$$C = \frac{1}{2}(p_3 + p_5)b \quad (2-25)$$

$$M_C = \frac{1}{6}(p_3 + 2p_5)b^2 + \frac{1}{2}b(B-b)(p_3 + p_5) \quad (2-26)$$

ここに、 C ：フーチング上面から鉛直下向きに作用する圧力の合力(kN/m)， M_C ：鉛直モーメント(kN/m・m)である。

先述したとおり，軟弱地盤着定式防波堤は，有明海などの非常に軟弱な地盤上に防波堤を築造するために開発された形式の防波堤である。そのため，波圧設計は揚圧力が発生しないとした非常に特異な形で行われている。また，フーチング上面に作用する鉛直下向きの波圧は，フーチング基部および端部において 2.2 で示した大水深重複波理論と同じ形で与えられるが，分布形状はフーチング基部と端部のそれぞれの鉛直下向きの波圧を結んだ直線分布として与えられる。鉛直下向きの波圧分布は，堤体に作用している波力が最大の際のフーチング上面の波形と関係していると考えられるため，分布形状が直線になるとは考え難い。さらに，軟弱地盤着定式防波堤は，大水深重複波理論に基づいた式(2-18)および式(2-19)と同様にマウンドが存在しない防波堤であり，実際に適用されている混成式防波堤とは異なる。

以上より，現在，フーチングを有するケーソン式防波堤が実際に適用されている海域や防波堤形式で，フーチングに作用する波圧を評価する方法は存在しないものと考えられる。このため，マウンドの存在や特性，波の変形などを考慮した上でフーチングに作用する波圧の評価方法を検討する必要がある。

2.4 結語

本章では、現行設計法の整理とその適用方法、港湾の施設の技術上の基準・同解説で記載されているフーチングに作用する波圧の解釈、ならびにフーチングに作用する既往の研究と実際の防波堤に適用するに際しての問題点について論じた。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 1999年度の港湾の施設の技術上の基準・同解説では、フーチングを有する防波堤の揚圧力についての取り扱い方が記載されているが、現状の鉄筋コンクリートケーソンの設計方法やハイブリッドケーソンが防波堤として採用され始めた時期から、同基準・同解説では鉄筋コンクリートケーソンが有するフーチングを想定していると考えられる。
- (2) フーチングを有するケーソン式防波堤の波圧設計において、フーチングの効果は、転倒抵抗性の増加、底面反力の軽減に限られた範囲で適用され、フーチングに作用する波圧は全く考慮されない。しかしながら、(1)に示す通り 1999年度の港湾の施設の技術上の基準・同解説が鉄筋コンクリートケーソンで用いられる最大フーチング長 1.5m 程度を想定していると考えられるために、現状で用いられているフーチング長ではフーチングに作用する波圧を考慮する必要がある。フーチングに作用する波圧としては、フーチング下面より作用する揚圧力とフーチング上面より作用する鉛直下向きの波圧が考えられる。揚圧力は波の位相差の影響により現行設計法で算定される揚圧力と異なると考えられる。また、フーチング上面から鉛直下向きに作用しする波圧は、防波堤を安定化させる力となる。
- (3) フーチング上面に作用する波圧の提案式には、大水深重複波を対象とした評価式と軟着堤に作用する評価式がある。前者は、有限振幅重複波理論に基づき式が提案されているため、マウンドの効果が考慮されていない。有限振幅重複波理論に基づく算定式においては、フーチング基部における水平波圧を最大としてフーチング端部に近づくにしたがい式(2-18)で低減する波圧分布を仮定している。また、後者においても、軟着堤の特性上やマウンドを考慮する必要がないため、波圧に及ぼすマウンドの効果については触れられていない。
- (4) 揚圧力については、港外側フーチング前趾を最大の揚圧力、港内側フーチングを 0 とする三角形分布を仮定して、港外側フーチング前趾揚圧力 p_{ue} 式(2-19)の算定方法が提案されている。軟弱地盤着定式防波堤は、設置条件が軟弱地盤であること、洗掘防止マットの敷設により揚圧力が作用しないため、揚圧力は設計上考慮されない。

参考文献

- [1] 合田良實(1997)：港湾構造物の耐波設計—波浪工学への序説—，鹿島出版会。
- [2] 窪内篤，関口信一郎(2005)：小樽築港の課題～廣井式～の導出過程とその適用の歴史，第 21 卷，海洋開発論文集，p.7-12.
- [3] Goda, Y. (1974)：New wave pressure formulae for composite breakwaters, *Proceeding 14th International Conference on Coastal Engineering*, Copenhagen, ASCE, pp.1702-1720.
- [4] 高橋重雄，谷本勝利，下迫健一郎，細山田得三(1992)：混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力係数の提案，海岸工学論文集 第 39 卷，p.676-680.
- [5] 社団法人 日本港湾協会(1999)：港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻)(下巻)
- [6] 酒井浩二，井福周介，大釜達夫，山崎耕嗣(1998)：大水深における重複波を考慮した設計波力算定法，第 45 回海岸工学講演会，p.746-750.
- [7] 渡邊和重，山本悟，梅崎康浩，村上真彦，山谷弘幸，滑川伸孝(2003)：数値波動水路 CADMAS-SURF の幅広フーチングケーソンへの適用，第 28 回海洋開発論文集，p.255-260.
- [8] 合田良實，柿崎秀作(1966)：有限振幅重複波ならびにその波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第 5 卷，10 号，pp.1～57.
- [9] 伊藤喜行，藤島睦，北谷高雄(1966)：防波堤の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，第 5 卷，14 号，pp.7～8.
- [10] 国土交通省 九州地方整備局 下関港湾空港技術調査事務所，財団法人 沿岸技術研究センター(2006)：軟弱地盤着定式防波堤の設計マニュアル(案)

第3章 ロングフーチングケーソンに作用する波圧特性

本章では、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する波圧特性を検証するために、規則波による滑動実験および波圧実験を実施し、波圧の評価方法を提案する。また、不規則波実験により規則波実験結果で提案する波圧の評価方法の妥当性を確認する。

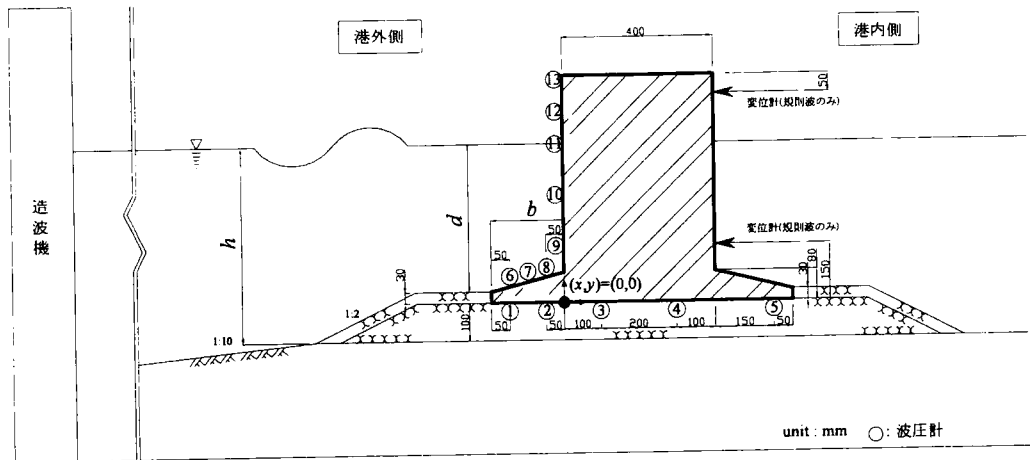
3.1 概要

本研究で行う水路実験は、写真 3-1 に示す京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー内の多目的造波水路（長さ 50.0m×幅 1.0m×高さ 1.5m）を使用している。

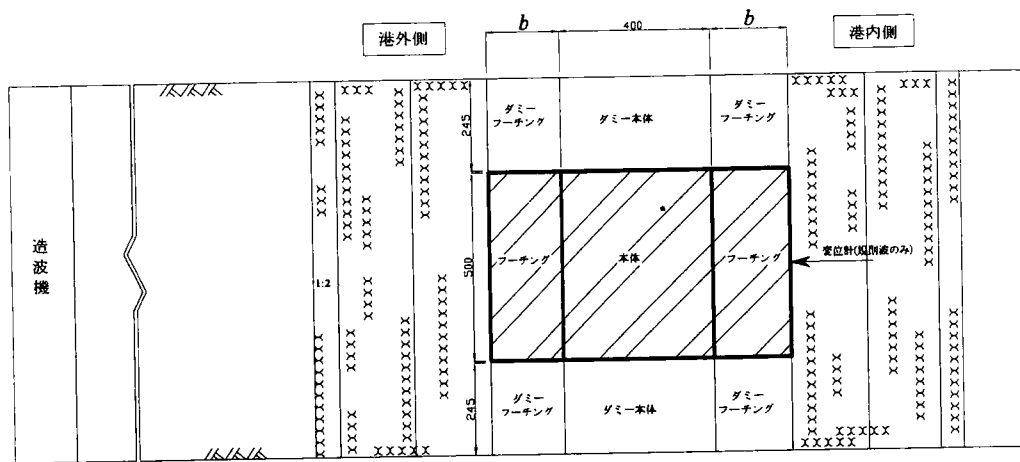


写真 3-1 多目的造波水路

図3-1に実験概要図を示す。規則波実験で用いた地形は、海底勾配1/25の1ケースである。不規則波実験では、勾配1/10の海底地形およびその前面に床掘りを施した2ケースの地形を用いた。また、規則波および不規則波実験ともに、碎石でマウンドを造成し、さらにその上に縮尺1/25のケーソン模型を配置した。規則波実験では、模型高を0.4mと0.5m、フーチング長 b を0m, 0.2m, 0.4mと系統的に変化させ、水深による変化やフーチング長さの効果を検証している。一方、不規則波実験の模型は、模型高0.6m、フーチング長は、0.2mの1種類である。模型の両脇には、模型とのクリアランスを5mm設けてダミーケーソンを設置した。模型とダミーケーソンのいずれもフーチングを港内および港外に取り付けた。被覆石はフーチングの端部高と一致させて、3cmを港外および港内に敷き詰めた。なお、実験で使った水は真水である。



(a) 断面図



(b) 平面図

図3-1 実験概要図

模型は、アクリルで製作しているため、錘をアクリル内に入れることで重量を変化させることができる。規則波実験では、現行設計法により算出される必要重量を模型に与えて実験を実施した。不規則波実験は、後述する波圧評価式に関する妥当性の確認に主眼をおいているため、防波堤重量は滑動や転倒が生じないように現行設計法により算出される必要重量よりも十分に重い重量を与えた。図3-1に規則波および不規則波実験の概要図、表3-1に波圧計の取り付け位置を示す。表3-1中の規則波R40、R55および不規則波I52はそれぞれの実験のケース名である。表3-1に示す①～⑬は波圧計の取り付け位置で図3-1実験概要図の断面図に示す①～⑬に対応している。また、表3-1に示す略号は、 h : 地形天端（マウンド下端）から水面までの距離(m)、 d : マウンド天端（防波堤下端）から水面までの距離(m)、 b : フーチング長(m)である。波圧計の取り付け位置は、規則波実験、不規則波実験ともに、

模型の前面に5箇所，海側フーチング上面に3箇所，フーチングを含む底面全長に5箇所の合計13個である．規則波実験では，波圧実験とともに滑動実験を実施するため，模型の背後に変位計を2つ設置している．以後，実験の解析や検討を行うための原点座標 $(x,y)=(0,0)$ を図3-1の黒丸印とし水路の下手方向を正方向としている．

表3-1 波圧計の取り付け位置

	規則波												不規則波	
	R40						R55						I52	
h	0.4						0.55						0.52	
d	0.3						0.45						0.42	
b	0		0.2		0.4		0		0.2		0.4		0.2	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
①	---	---	-0.15	0.00	-0.35	0.00	---	---	-0.15	0.00	-0.35	0.00	-0.15	0.00
②	0.05	0.00	-0.05	0.00	-0.05	0.00	0.05	0.00	-0.05	0.00	-0.05	0.00	-0.05	0.00
③	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.10	0.00
④	0.35	0.00	0.35	0.00	0.35	0.00	0.35	0.00	0.35	0.00	0.35	0.00	0.30	0.00
⑤	---	---	0.55	0.00	0.75	0.00	---	---	0.55	0.00	0.75	0.00	0.55	0.00
⑥	---	---	-0.15	0.05	-0.35	0.04	---	---	-0.15	0.05	-0.35	0.04	-0.15	0.05
⑦	---	---	-0.10	0.06	-0.20	0.06	---	---	-0.10	0.06	-0.20	0.06	-0.10	0.06
⑧	---	---	-0.05	0.07	0.05	0.07	---	---	-0.05	0.07	0.05	0.07	-0.05	0.07
⑨	0.00	0.15	0.00	0.15	0.00	0.15	0.00	0.15	0.00	0.15	0.00	0.15	0.00	0.15
⑩	0.00	0.23	0.00	0.23	0.00	0.23	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	0.29
⑪	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	0.45	0.00	0.45	0.00	0.45	0.00	0.42
⑫	0.00	0.35	0.00	0.35	0.00	0.35	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.51
⑬	0.00	0.39	0.00	0.39	0.00	0.39	0.00	0.54	0.00	0.54	0.00	0.54	0.00	0.59

単位 : m

3.2 実験条件と解析方法

表3-2に規則波実験および不規則波実験の波浪条件を示す．ここで， h ：模型の直立壁前面での水深(m)， H ：造波波高(m)， T ：造波周期(sec)， H_0 ：有義波波高(m)， T_0 ：有義波周期(sec)である．ケース名は規則波実験をR，不規則波実験をIで示している．また，英字の次の数字は水深 h ，ハイフン以降は波高 H および周期 T を変化させたケース数である．さらに，不規則波実験で末尾にEをつけたものが床掘り断面のケースである．波浪条件は，水の摩擦抵抗や表面張力の影響が小さいと考えられるために，フルード相似則にしたがい実験を行った．縮尺は1/25である．

規則波実験では各ケースに対して2回の実験，一方，不規則波実験は各ケースにおいて3回の実験を実施した．不規則波の3回の実験は，異なる3つの波速を造波させて堤体に作用させている．また，1回の実験で堤体に作用させる波の数は，計測機器の能力により500波とした．不規則波実験では，堤体の前壁に作用する波とその沖側における波が対応していないため，堤体に作用している波高や周期が不明である．そのため，不規則波実験では，沖側と堤体前壁近傍に波高計が設置されるが，堤体前壁近傍においては，波の打ち上げや

しぶきなどにより精度の良い波高データを採取することが困難であり、採取データから対応する波を特定することが難しい。また、採取データの最大波高を用いて設計計算との比較を行うと異なる 3 つの波連で変動が大きくなり、同一条件下における実験結果の再現性に乏しくなる。そのため、不規則波実験の解析においては、各波連の変動性を抑えるために異なる 3 つの波連に対して変動係数が 10%未満となる波の数を設定した。波の数の設定を行うために用いたデータは、水面と同一高さに設置した波圧計⑪である。波圧計⑪の変動係数を表 3-3 に示す。

表 3-2 波浪条件

(a) 規則波実験

	模型高 (m)	h (m)	H (m)	T (sec)
R40-1	0.40	0.40	0.20	1.50
R40-2			0.25	
R40-3			0.30	
R40-4			0.20	2.00
R40-5			0.25	
R40-6			0.20	2.50
R40-7			0.25	
R55-1	0.55	0.55	0.30	1.50
R55-2			0.20	2.00
R55-3			0.25	
R55-4			0.30	
R55-5			0.20	2.50

(b) 不規則波実験

	模型高 (m)	h (m)	H_o (m)	T_o (sec)
I52-1	0.60	0.52	0.15	1.30
I52-2			0.20	
I52-3			0.20	2.00
I52-4			0.25	
I52-5			0.20	2.50
I52-1E			0.15	1.30
I52-2E			0.20	

表 3-3 波圧計⑪の標準偏差および変動係数

	標準偏差				変動係数			
	5波	10波	15波	20波	5波	10波	15波	20波
I52-1	0.3917	0.2619	0.1948	0.1516	0.1696	0.1350	0.1123	0.0943
I52-2	0.4450	0.3058	0.2116	0.1939	0.1279	0.1021	0.0777	0.0775
I52-3	0.4186	0.0996	0.0485	0.0442	0.0939	0.0250	0.0134	0.0132
I52-4	0.7268	0.7127	0.2514	0.0670	0.1199	0.1295	0.0493	0.0140
I52-5	0.7630	0.5130	0.3614	0.2692	0.1733	0.1304	0.0997	0.0789
I52-1E	0.1360	0.1023	0.0316	0.0304	0.0688	0.0545	0.0179	0.0181
I52-2E	0.1224	0.0462	0.0342	0.0438	0.0430	0.0179	0.0141	0.0185

表 3-3 より 20 波で変動係数が 10%を下回ったため、不規則波実験の解析に用いる波の数は 20 波とした。

現行設計法との比較において、規則波実験は一定の波高および周期が入射波として発生するために、現行設計法を用いて波圧を算出することは容易である。しかしながら、不規則波実験では、いくつもの波高と周期が発生するため、波圧の設計計算を行う際には、現行設計法が定義する係数を算定する必要がある。本解析においては、上記に示したように、波連の変動性を抑えるために 20 波を使用することとした。500 波中の上位 20 波が発生する確率は、次のように算定することができる。

波圧計算に用いる波高は、波高分布としてレーリー分布を仮定し（合田，1997），500 波中上位 20 波の波高の平均値を用いることとした。上位 20 波の波高が出現する確率は次式で算出できる。

$$P(x) = \int_x^{\infty} p(\xi) d\xi = \frac{20}{500} \quad (3-1)$$

$$p(\xi) = \frac{\pi}{2} \xi \exp\left[-\frac{\pi}{4} \xi^2\right] \quad (3-2)$$

ここに、 $x = H/\bar{H}$ で、 \bar{H} は平均波高 である。

これより、波高比 H/\bar{H} は $x=2.02$ として求まる。また、上位 20 波の平均値 $H_{1/25}$ であるため、

波高比 $H_{1/25}/\bar{H}$ は次の関係が成立する。

$$\begin{aligned} \frac{H_{1/25}}{\bar{H}} &= \frac{\int_{2.02}^{\infty} u p(u) du}{1/25} \\ &= \frac{\int_{2.02}^{\infty} \frac{\pi}{2} u^2 \exp\left[-\frac{\pi}{4} u^2\right] du}{1/25} \end{aligned} \quad (3-3)$$

これより、波高比 $H_{1/25}/\bar{H}=2.34$ となる。ここで、波高比 $H_{1/25}/\bar{H}$ を次のように展開する。

$$\frac{H_{1/25}}{\bar{H}} = \frac{H_{1/25}}{H_{1/3}} \cdot \frac{H_{1/3}}{\bar{H}} = 2.34 \quad (3-4)$$

ここで、 $H_{1/3}/\bar{H}=1.6$ で与えられるため、 $H_{1/25}/H_{1/3}$ は次式となる。

$$H_{1/25} = 1.46H_{1/3} \quad (3-5)$$

これより、合田公式における波圧の計算に用いる波高は式(3-5)で与えられる。

不規則波の解析では、波高はレーリー分布で代表される一般形が存在するが、周期については存在しない。また、不規則波において波を一波一波定義することは困難である。しかし、合田公式との比較を行う上で代表周期を設定する必要がある。そのため、ここでは、波高が大きければ波圧も大きいものと仮定して、不規則波の代表波の設定に一般的に用いられるゼロアップクロス法（合田，1997；（社）日本港湾協会，1999）を用いて代表周期を設定した。ゼロアップクロス法で用いた波形は滑動合成波力の波形であり、滑動合成波力が大きい上位 20 波の平均周期を算出した。表 3-4 にゼロアップクロス法で算出した実験波の周期を示す。

表 3-4 有義波の周期と実験波の周期との比較

	$T_{1/3}$	T	$T/T_{1/3}$
I52-1	1.30	1.58	1.22
I52-2	1.30	1.58	1.21
I52-3	2.00	2.25	1.12
I52-4	2.00	2.23	1.12
I52-5	2.50	2.76	1.10
I52-1E	1.30	1.61	1.24
I52-2E	1.30	1.68	1.29

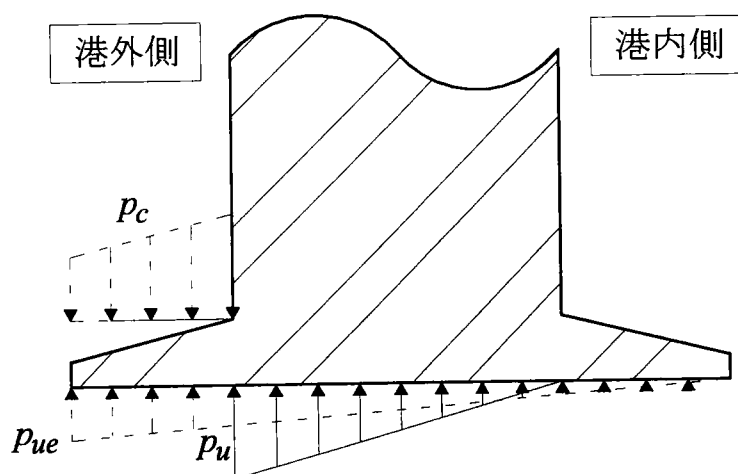


図 3-2 フーチングを有するときの揚圧力
（港湾の施設の技術上の基準・同解説）

規則波，不規則波実験ともに現行設計法との比較を行う．現行におけるフーチングを有するケーソン式防波堤の設計においては，図 3-2 に示すように，フーチングに作用する鉛直下向きの波圧 p_c の合力と揚圧力 p_{ue} の合力の差が，フーチングを無視した場合の揚圧力 p_u の合力と大差ないとされて（（社）日本港湾協会，1999），フーチングに作用する波圧を無視して合田公式が用いられている．そこで，合田公式による波圧分布を図 3-3 に示す．また，図 3-3 の波圧は，それぞれ式(3-6)～式(3-15)を用いて算定することができる（Goda,1974）．

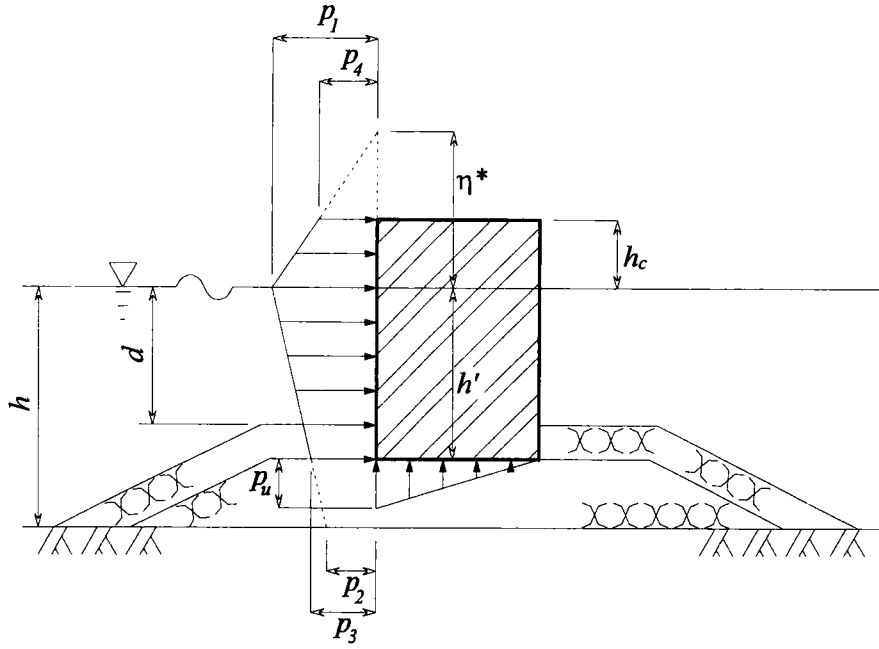


図 3-3 合田公式の波圧分布

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \quad (3-6)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta) (\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_0 g H_D \quad (3-7)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (3-8)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (3-9)$$

$$p_4 = \begin{cases} p_1 \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) & : \eta^* > h_c \\ 0 & : \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (3-10)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right]^2 \quad (3-11)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d \left(\frac{H_D}{d} \right)^2}{3h_b}, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (3-12)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right] \quad (3-13)$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \lambda_3 \rho_0 g H_D \quad (3-14)$$

$$H_D = H_{\max} \quad (3-15)$$

ここで、 η^* : 静水面上で波圧が 0 となる高さ(m), p_1 : 静水面における水平波圧(kN/m²), p_2 : 地形天端 (マウンド下端) 位置での水平波圧(kN/m²), p_3 : マウンド天端 (防波堤下端) 位置での水平波圧(kN/m²), ρ_0 : 水の密度(t/m³), g : 重力加速度(m/s²), β : 波の主方向から $\pm 15^\circ$ の範囲内で最も危険な方向と防波堤の法線の垂線がなす角度 (ここでは $\beta = 0$), λ_1 および λ_2 : 波圧の補正係数(=1), p_u : 防波堤前趾に作用する揚圧力(kN/m²), H_D : 設計波高(m), H_{\max} : 堤体の前面水深における進行波としての最高波高(m)である。 H_D および H_{\max} は, 規則波実験で表 3-2 の波浪条件で示す H であり, 不規則波実験では, 式(3-5)で表される値となる。

3.3 規則波の波圧特性

3.3.1 フーチング長の違いによる滑動量の変化

フーチングに作用する波圧が、ケーソンの滑動抵抗におよぼす影響を検証するために、防波堤模型の背後に変位計を設置し滑動量を調査した。なお、滑動実験は、水深 $h=0.4\text{m}$ (R40) の規則波条件についてのみ実施した。

波圧作用時のケーソン滑動量を算出するために、ケーソンが回転変位を起こしている場合、滑動量をどのように定義するかが重要である。一般的には、模型の重心位置の水平変位として定義されるが、本実験のようにフーチングの有無により重心位置が変化する場合、重心位置に変位計を設置する必要があるが、また、重心位置を正確に算定することは非常に困難である。そのため、本研究では、滑動量を図 3-4 に示すように模型本体の後趾端で定義した。

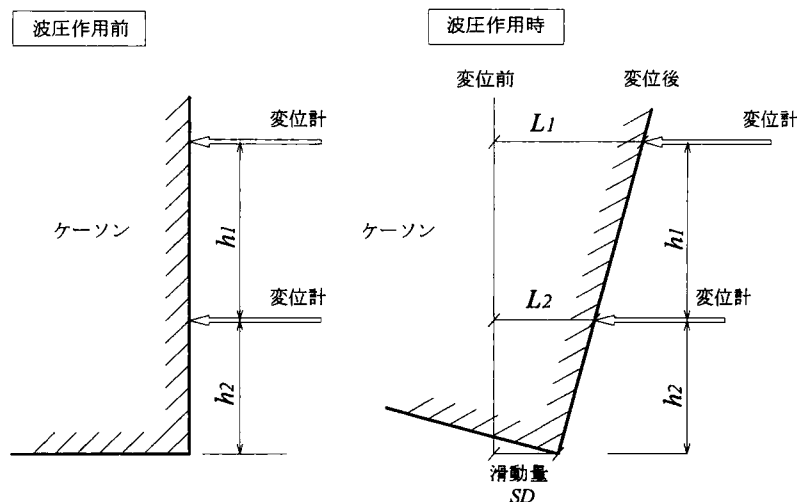


図 3-4 滑動量の定義（平面図）

図 3-4 に定義する滑動量 SD は、模型の背面に取り付けた 2 つの変位計の位置関係より式 (3-16) で算定することができる。

$$SD = \frac{(h_1 - h_2)L_2 - h_2L_1}{h_1} = \frac{7 \times L_2 - 3 \times L_1}{4} \quad (3-16)$$

ここに、 SD ：滑動量(m)， L_1 ：上側変位計測データ(m)， L_2 ：下側変位計測データ(m)， h_1 ：下変位計から上変位計までの距離(=0.2m)， h_2 ：ケーソン底面から下変位計までの距離

(=0.15m)である。

滑動実験の模型は、フーチングの有無により体積が変化するため、模型に作用する浮力も変化する。そのため、本実験においては、フーチングの有無に関係なく、空中重量より浮力を差し引いた水中重量が比較的同一となるように設定した。表 3-6 に模型の空中および水中重量を示す。

表 3-6 模型の空中および水中重量

	U (kN)	W_{air} (kN)	W_{water} (kN)
$b=0$	0.588	1.274	0.686
$b=0.2$	0.696	1.372	0.676
$b=0.4$	0.804	1.470	0.666

ここに、 U ：浮力(kN)， W_{air} ：模型の空中重量(kN)， W_{water} ：模型の水中重量(kN)である。

図 3-5 に滑動量を示す。縦軸は滑動量 SD ，横軸は波高水深比 H/h (H ：波高， h ：水深)である。図中のプロットは実験結果である。

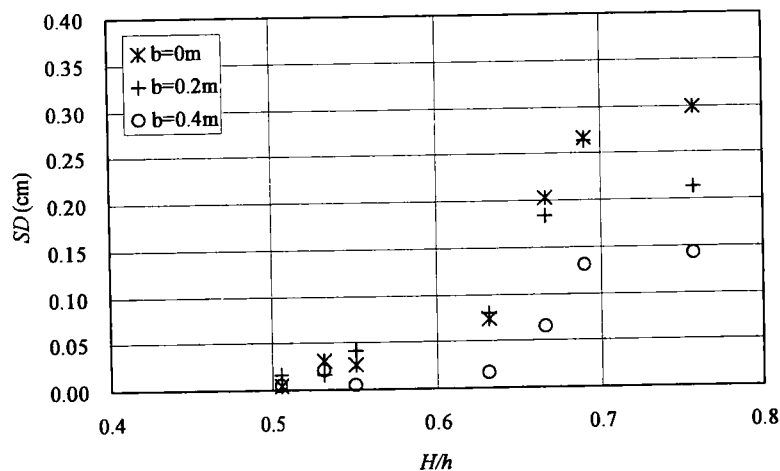


図 3-5 滑動量

図 3-5 より滑動量は、波高水深比 H/h が大きくなるにしたがい、いずれのケースも増加することがわかる。 H/h が比較的小さい領域において、滑動量はわずかであり、フーチングの有無による影響もほとんどないといえる。しかしながら、 H/h が大きくなるとフーチング長 b により滑動量に変化が見られる。 $H/h > 0.63$ の領域において、フーチング長 $b=0.4m$ は、 $b=0m$ および $b=0.2m$ と比較して、滑動量が最も少ない。また、 $b=0m$ および $b=0.2m$ を比較すると、滑動量はほぼ同値であるが、若干 $b=0.2m$ の方が少ない。これらより、フーチング長の増加

にともない滑動量は減少すると言える。これは、ロングフーチングが存在すると、フーチングに鉛直下向きに作用する波圧と揚圧力の合力の差が小さくなり、防波堤に不安定な波力が低減されて、滑動抵抗力を高めていると考えられる。

3.3.2 滑動合成波力のピーク発生位相

フーチングを有するケーソン式防波堤の場合、フーチングに作用する波圧の影響により、防波堤を滑動させようとする最大の波力、つまり、滑動合成波力が、どの位相で発生するかが重要となる。そのため、防波堤に作用する波力が最大となる位相について検証する。

水路下手方向および鉛直上向きを正とすると、防波堤の滑動安定性は、通常、式(3-17)で検討される。

$$f_s = \frac{\mu(W - F_V)}{F_H} \quad (3-17)$$

ここに、 f_s ：滑動安全率（通常 1.2 とされる）、 W ：防波堤の水中重量(kN/m)、 F_H ：水平波力(kN/m)、 F_V ：鉛直波力(kN/m)（フーチングを有しない場合は揚圧力の合力と等価である。）、 μ ：摩擦係数である。ここで、 μW のみを左辺に移項する。

$$\mu W = f_s \times F_H + \mu F_V \quad (3-18)$$

式(3-18)の右辺は防波堤に作用する外力を示している。通常の防波堤の設計においては、堤体重量が式(3-18)の右辺を上回るように設計される。ここで、右辺第二項に着目すると、右辺第二項は、鉛直波力により生じる摩擦力であることがわかる。摩擦力は常に水平波力と反対の方向に作用するため、水平波力の正負、つまり防波堤に作用する波が押波時か引波時かによって、防波堤に作用する摩擦力の方向は変化することになる。また、鉛直波力は、押波時において防波堤を不安定化させる力であるが、引波時においては防波堤を安定化させる力となる。そこで、表 3-7 に式(3-18)の右辺第一項と第二項の場合分けによる組み合わせを示す。これより、右辺第二項に掛かる係数を水平波力の正負で変化させると防波堤に作用する波力の影響を式(3-19)で表すことができる。また、ここでは、発生する波力について検討するために、水平波力にのみ掛かる安全率 f_s は 1.0 とする。

$$F_D = F_H + \text{sign}(F_H) \mu F_V \quad (3-19)$$

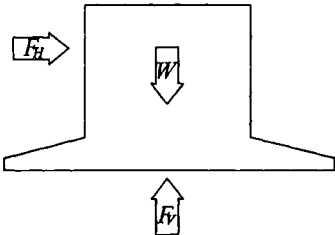
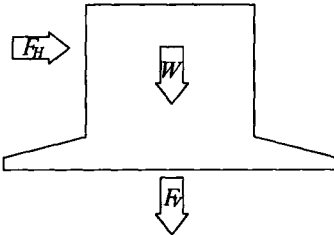
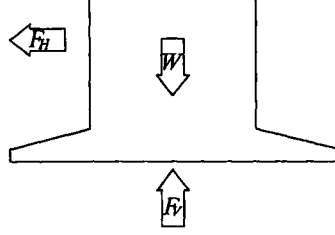
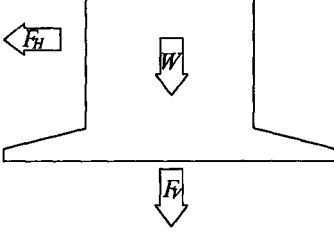
ここに、 F_D ：滑動合成波力(kN/m)、 $\text{sign}(F_H)$ ： F_H が正または 0 であれば+1、負であれば-1 である。さらに、フーチングに作用する波圧を考慮して、式(3-19)を式(3-20)と表現できる。

$$F_D = F_H + \text{sign}(F_H) \mu (F_U - F_C) \quad (3-20)$$

ここに、 F_U : 揚圧力の合力(kN/m), F_C : 海側フーチング上面に作用する波力(kN/m)である。
また、以降、フーチング上面に作用する波力を「抑圧力」と定義する。

滑動合成波力は、それぞれの波圧計より得られたデータを用いて波圧合力を求め、各部位の波圧合力を式(3-20)に代入することにより算出した。また、摩擦係数 μ は0.6とした。

表 3-7 水平波力と鉛直波力の組み合わせ

(1) $F_H > 0, F_V > 0$	(2) $F_H > 0, F_V < 0$
<div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-bottom: 5px;"> 港外側 港内側 </div>  $F_D = F_H + \mu F_V$	<div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-bottom: 5px;"> 港外側 港内側 </div>  $F_D = F_H + \mu F_V$
(3) $F_H < 0, F_V > 0$	(4) $F_H < 0, F_V < 0$
<div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-bottom: 5px;"> 港外側 港内側 </div>  $F_D = F_H - \mu F_V$	<div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-bottom: 5px;"> 港外側 港内側 </div>  $F_D = F_H - \mu F_V$

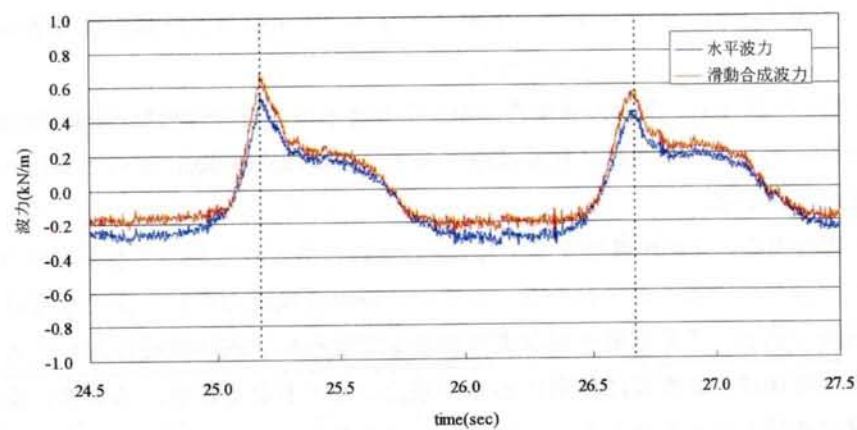
フーチングを有するケースでは、フーチングを有しないケースと比較して、フーチング部に作用する水平波力、揚圧力および抑圧力の影響を考慮する必要がある。抑圧力については、波圧計の応答値を用いて合力を算定し、この合力を式(3-20)の F_C として考慮した。また、揚圧力も抑圧力と同様に、波圧計の応答値を用いて合力を算定し、式(3-20)の F_U として考慮した。一方、フーチングに作用する水平波力は、海側フーチングが、フーチング基部で0.08m、フーチング端部で0.03mの高さをもって海側に張り出しているため、それぞれの部位に作用する波圧は波の位相差により波圧のピーク時間がずれる。そのため、フーチングを有しない場合と比較して水平波圧はフーチング部分で低減すると考えられる。しかしながら、滑動合成波力の算出にあたっては、フーチング基部から上の波力の影響が大きく、

フーチング基部から下の水平波力の低減は、全体の水平波力と比較して影響が小さいと考え、フーチングがない場合と同様に行った。

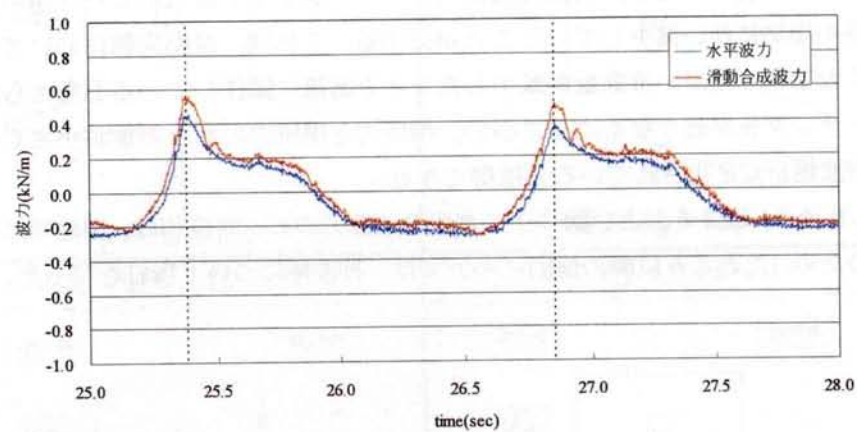
図 3-6 および図 3-7 に滑動合成波力の発生位相を示す。図中の縦軸は滑動合成波力(kN/m)、横軸は時間(sec)である。また、青線は水平波力、赤線は式(3-20)によって算定される滑動合成波力を示している。

滑動合成波力のピークが発生する位相は、いずれのケースにおいても水平波力が最大となる位相と一致していることがわかる。さらに、滑動合成波力がピークとなる位相は、いずれも押波時である。そのため、ロングフーチングケーソン式防波堤においても、滑動合成波力の発生位相は、防波堤に作用する水平波力が最大となるとき、つまり、波の峰が防波堤の前壁に作用するときである。これより、通常のケーソンと同様に水平波圧は防波堤を不安定化させる支配的な波圧であるといえる。ここで、フーチング長の変化に伴う滑動合成波力の変化に着目すると、滑動合成波力のピーク値と水平波力のピーク値の差は、フーチング長の増加に伴い減少していることが分かる。これは、滑動実験においてフーチング長が長くなるにしたがい滑動量が減少したことと密接に関係していると考えられる。つまり、フーチング長が長くなるにしたがい、抑圧力と揚圧力の合力の差が小さくなり、その結果、防波堤が安定化されていると推察できる。

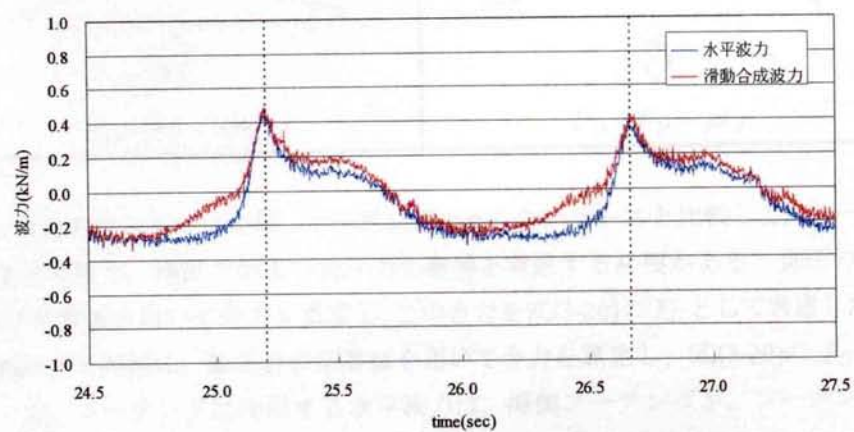
上述した通り、図 3-6 および図 3-7 の滑動合成波力のピーク位相は、押波時に発生している。そのため、これより以降の検討については、押波時について検証を行った。



(a) フーチング長 $l=0.0\text{m}$

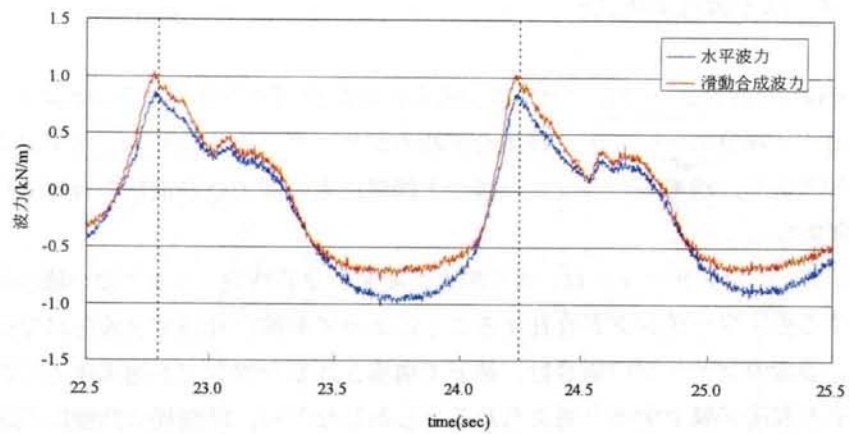


(b) フーチング長 $l=0.2\text{m}$

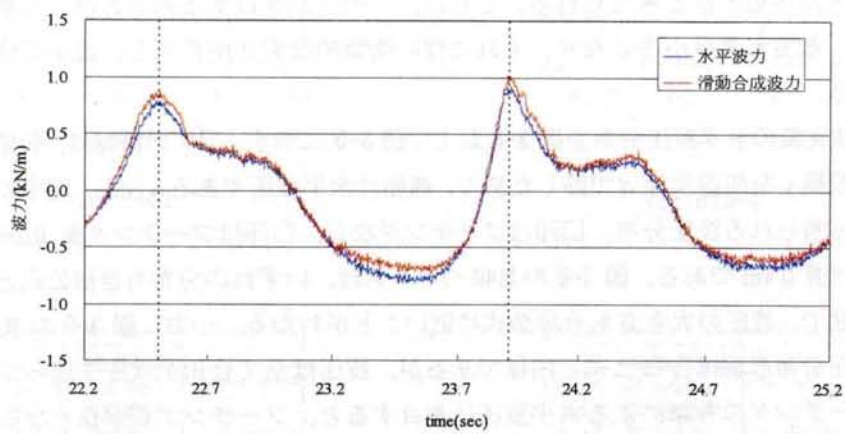


(c) フーチング長 $l=0.4\text{m}$

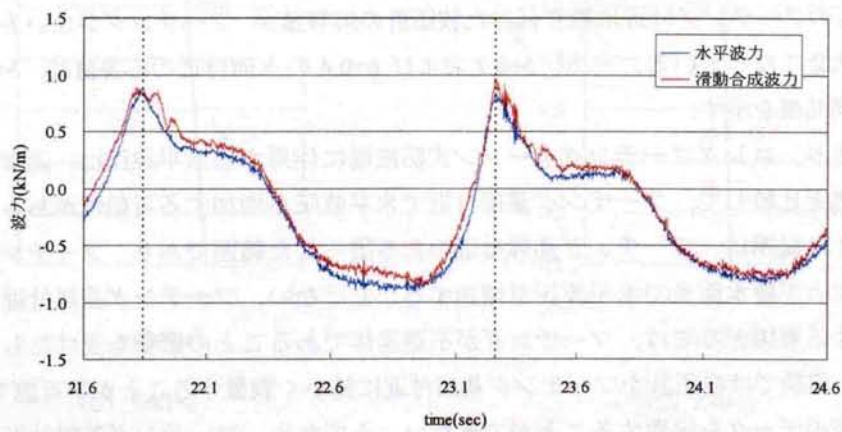
図 3-6 滑動合成波力の発生位相 (R40-1)



(a) フーティング長 $l=0.0\text{m}$



(b) フーティング長 $l=0.2\text{m}$



(c) フーティング長 $l=0.4\text{m}$

図 3-7 滑動合成波力の発生位相 (R55-1)

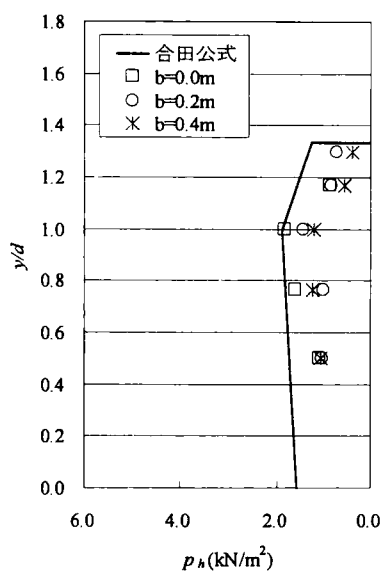
3.3.3 水平波圧の検証

ここでは、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する水平波圧の検証をする。フーチングを有する場合においても、滑動合成波力がピークとなる位相は、水平波力がピークとなる位相であり、通常のケーソンの場合と同様に水平波力は防波堤の滑動や転倒を引き起こす支配的な力となる。

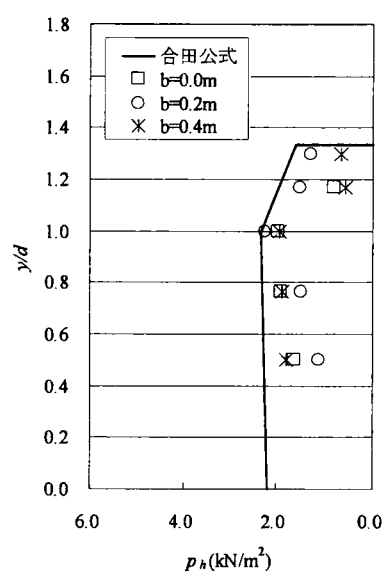
ロングフーチングケーソンは、水平波力が最大となる時刻、つまり波の峰が防波堤の前壁に作用する際、フーチングが存在することによって前壁に作用する波圧が変化すると考えられる。通常のケーソンの場合は、砕石で構築されるマウンドが透過体であるため、マウンドにより波圧が減少すると考えられる。しかしながら、防波堤の前壁に不透過体であるフーチングが存在すると、波圧の減少が生じないために、通常のケーソン式防波堤より大きな波圧が作用すると考えられる。さらに、フーチングはある高さを持った構造をしているため、前面水深が小さくなり、それに伴い衝撃的な波圧が作用し、波圧が増大する可能性もある。

規則波実験の水平波圧分布を図 3-8 および図 3-9 に示す。図中の縦軸は、前壁の波圧計取り付け位置 y を前面水深 d で除した値で、横軸は水平波圧である。なお、図中の実線は合田公式より得られる波圧分布、□印はフーチングなし、○印はフーチング長 0.2m、*印はフーチング長 0.4m である。図 3-8 の R40 のケースは、いずれの分布も合田公式とほぼ同様の分布形状で、波圧の大きさも合田公式に近いことがわかる。一方、図 3-9 の R55 のケースは、波圧分布形状は合田公式と同様であるが、波圧は全て合田公式を下回っている。ここで、フーチングの有無による水平波圧に着目すると、フーチング長が長くなることによる水平波圧の系統的な増加は見られない。また、フーチングの有無に関わらず水平波圧はほぼ同様の値となっている。しかし、図 3-8 (b) R40-2 および図 3-8 (d) R40-5 では、 $b=0.2$ および $b=0.4$ のフーチング付近に取り付けた波圧計の応答値が、フーチングがない $b=0$ のケースよりも大きくなっている。一方、 $b=0.2$ および $b=0.4$ の水面付近の応答値は、 $b=0$ のケースとほぼ同じ値を示す。

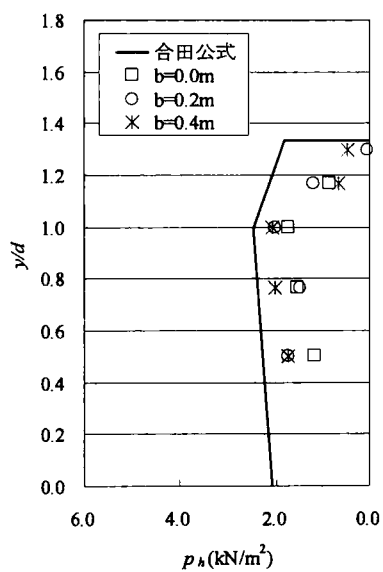
これより、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する水平波圧は、通常のケーソン式防波堤と比較して、フーチング基部付近で水平波圧が増加する可能性がある。水平波圧が増加する範囲は、フーチング基部付近のある限られた範囲であり、フーチングを有することによって静水面まで水平波圧が増加することはない。フーチング基部付近で水平波圧が増加する要因としては、フーチングが不透過体であることの影響を受けたものと考えられるが、実験では波圧計をフーチング基部付近に細かく設置することが不可能であるため、水平波圧のデータを採取することができない。そのため、フーチング基部付近の水平波圧の増大については、第 4 章の数値波動水路で検討を行う。



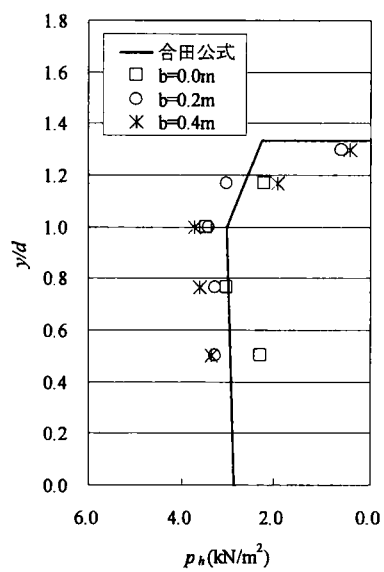
(a) R40-1



(c) R40-4

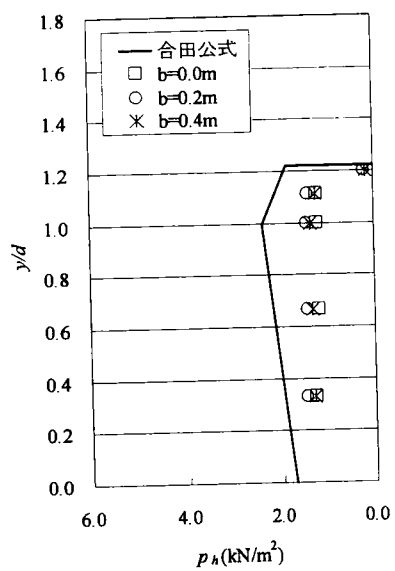


(b) R40-2

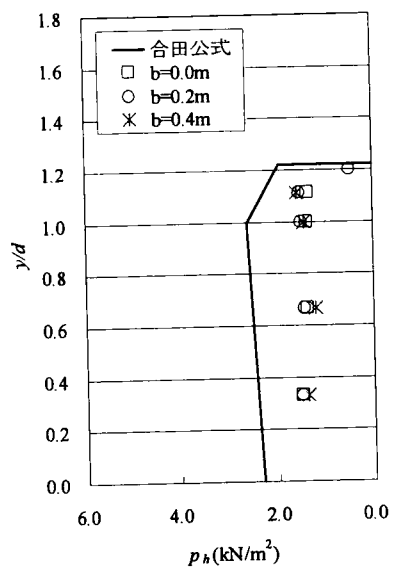


(d) R40-5

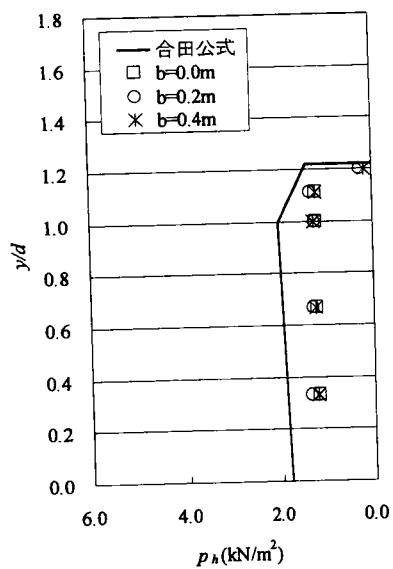
図 3-8 水平波圧分布（規則波，水深 $h=0.40m$ ）



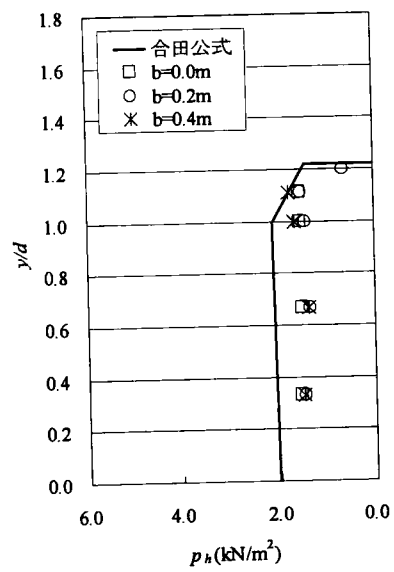
(a) R55-1



(c) R55-3



(b) R55-2



(d) R55-5

図 3-9 水平波圧分布 (規則波, 水深 $h=0.55\text{m}$)

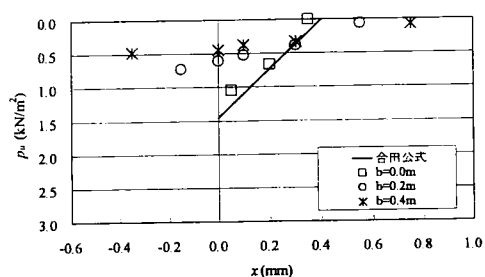
3.3.4 揚圧力分布形状と前趾揚圧力の評価方法

現行設計法において、フーチングを含む底版全体に揚圧力が作用するとしつつも、フーチング上面より鉛直下向きに作用する圧力（抑圧力）と相殺し、揚圧力の合力はフーチングを除く本体に作用するものとして算定される。その際、揚圧力の分布形状は、本体前壁に作用する前趾揚圧力を最大、後趾を 0 とする三角形分布とされ、前趾揚圧力は合田公式より得られる揚圧力を与える。しかしながら、ロングフーチングケーソンの滑動合成波力は、防波堤前壁に波の峰が作用したときにピークとなることを 3.3.2 滑動合成波力のピーク発生位相で示した。そのため、港外側に張り出したフーチングに作用する揚圧力は、波の位相差の影響を受けてフーチングを有しないケーソンに作用する揚圧力よりも小さくなると考えられる。さらに、港内側に張り出したフーチングにも揚圧力が作用すると考えられる。

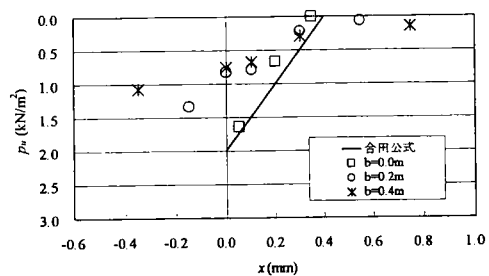
図 3-10 および図 3-11 に R-40 および R-55 の規則波実験の揚圧力分布を示す。図の縦軸は揚圧力 $p_u(\text{kN/m}^2)$ 、横軸はフーチングを含む底版全体に取り付けた波圧計の取り付け位置 $x(\text{m})$ である。また、図中の実線は合田公式、□印はフーチングなし、○印はフーチング長 0.2m、*印はフーチング長 0.4m である。

フーチングがない $b=0$ の場合、ケースによっては多少のバラツキがあるものの揚圧力分布は、港外側を最大、港内側を 0 とする三角形分布であることがわかる。また、それぞれの揚圧力の値は、合田公式と一致しており、通常のケーソン式防波堤の揚圧力は合田公式によって算定することができると考えられる。一方、フーチング長 $b=0.2$ および $b=0.4$ の揚圧力分布に着目すると、港外側フーチング端部の前趾揚圧力を最大、港内側フーチング後趾を 0 とする三角形分布となっていることがわかる。これは、フーチングを有しない $b=0$ と同様の傾向である。しかしながら、 $b=0.2$ および $b=0.4$ の前趾揚圧力は、合田公式で算定される揚圧力やフーチングを有しない $b=0$ の揚圧力よりも小さくなっていることがわかる。さらに、 $b=0.2$ と $b=0.4$ を比較した場合、フーチング長が長い $b=0.4$ の前趾揚圧力が小さくなっている。このように、フーチング長が長くなるにしたがい前趾揚圧力が減少する理由としては、フーチングが港外側に張り出しているために、フーチング端部では波の位相差の影響を受けて波圧が減少したと考えられる。

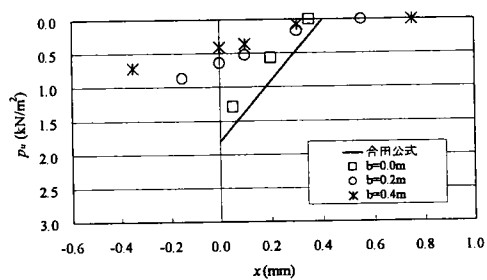
これらより、フーチングがない通常のケーソンの場合は、前趾に作用する揚圧力を最大、後趾を 0 とした三角形分布を仮定し、本体に作用する前趾揚圧力を合田公式によって算定することで揚圧力の合力を求めることが可能である。ロングフーチングケーソンの場合も、通常のケーソンの場合と同様に、港外側フーチング前趾を最大、港内側フーチング後趾を 0 とする三角形分布となるため、揚圧力の合力はフーチングを含む底版全体幅と前趾揚圧力との積で算定することができる。しかし、フーチングが港外側に張り出しているため、港外側では波の位相差の影響を受けてフーチングの張り出し分だけ前趾揚圧力が減少する。そのため、ロングフーチングケーソンの揚圧力の算定については、前趾揚圧力の特性を知る必要がある。



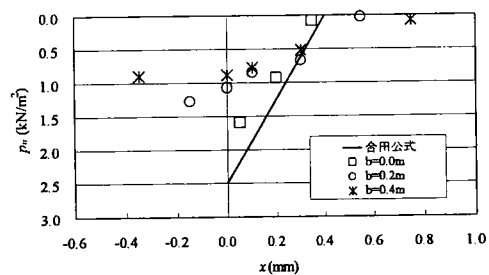
(a) R40-1



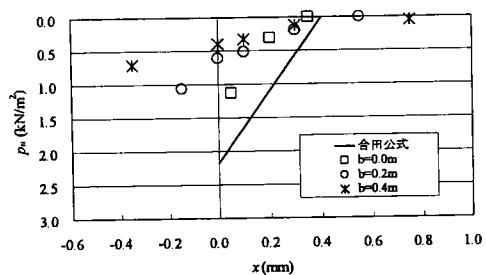
(e) R40-5



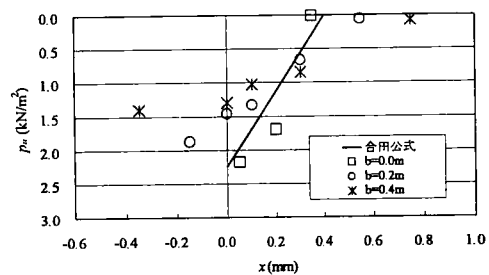
(b) R40-2



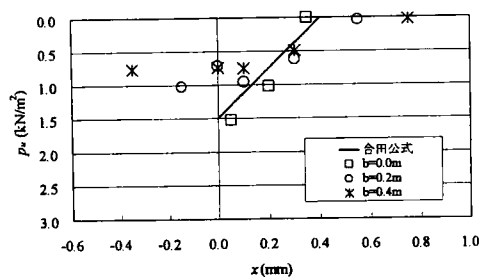
(f) R40-6



(c) R40-3

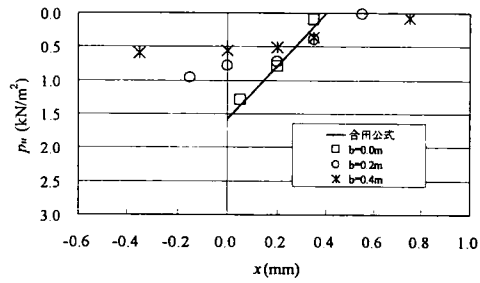


(g) R40-7

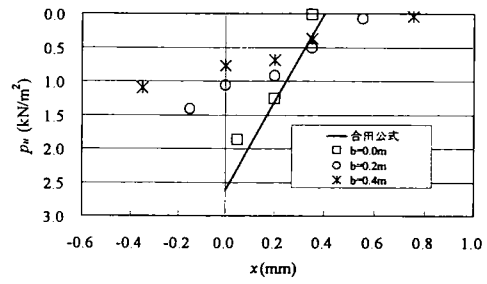


(d) R40-4

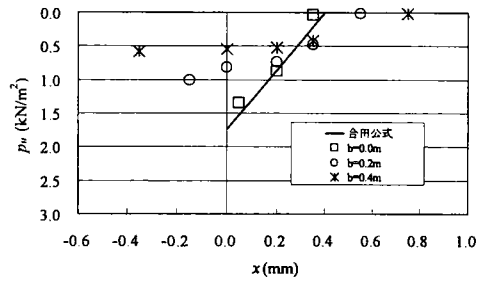
図 3-10 揚圧力分布 (規則波, 水深 $h=0.4m$)



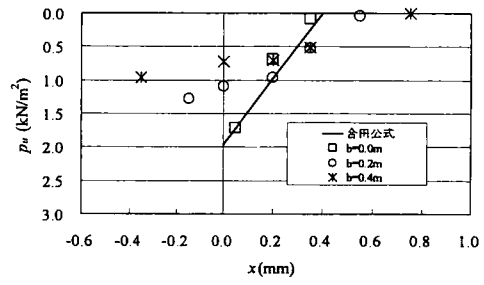
(a) R55-1



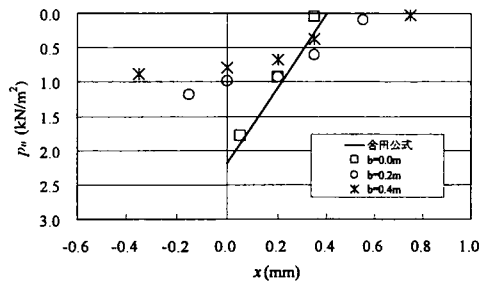
(d) R55-4



(b) R55-2



(e) R55-5



(c) R55-3

图 3-11 揚压力分布 (規則波, 水深 $h=0.55\text{m}$)

規則波実験の揚圧力分布より，揚圧力の合力はフーチング前趾の揚圧力とフーチングを含む底版全幅で算定することができると考えられる．そこで，規則波実験の前趾揚圧力の特性を示す．実験では，波圧計がある大きさを持っているために，フーチング前趾付近に波圧計を取り付けて波圧を計測することができても，フーチング前趾に波圧計を取り付けることが不可能である．そのため，フーチング前趾の揚圧力を以下の方法により算定した．図 3-12 に前趾揚圧力の算定方法を示す．

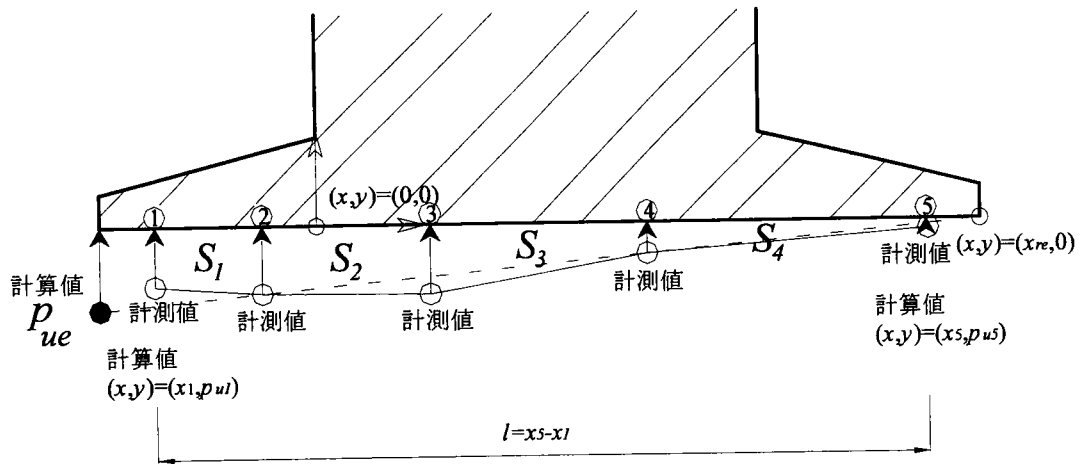


図 3-12 前趾揚圧力の算定方法

前趾揚圧力の算定方法は，波圧計測点①から⑤のそれぞれの揚圧力と波圧計取り付け位置間隔で囲まれる面積 S_e を算出する．

$$S_e = \sum_{i=1}^4 S_i \quad (3-21)$$

ここで，揚圧力分布が港外側フーチング前趾揚圧力を最大，港内側フーチング後趾揚圧力を0となる三角形分布(図3-12の破線)であると仮定し，波圧計①から⑤の距離 l の区間で面積 S_e が等価となる勾配 $m(m>0)$ を決定する．波圧計①および波圧計⑤の計測点座標は既知であるため，波圧計①の揚圧力 p_{u1} および波圧計⑤の揚圧力 p_{u5} は，勾配 m と波圧計①，⑤，港内側フーチング後趾の座標 x_1 ， x_5 ， x_{re} で表すことができる．

$$S_c = \frac{1}{2}(p_{u1} + p_{u5})l = \frac{1}{2}m(|x_1 - x_{re}| + |x_5 - x_{re}|)(x_5 - x_1) \quad (3-22)$$

式(3-21)と式(3-22)が等しくなるために $S_e=S_c$ とすると、三角形分布の勾配を m は次のように表される。

$$m = \frac{2 \sum_{i=1}^4 S_i}{(|x_1 - x_{re}| + |x_5 - x_{re}|)(x_5 - x_1)} \quad (3-23)$$

これより、港外側フーチング前趾揚圧力を p_{ue} 、港外側フーチング前趾の x 座標を x_e とすると、前趾揚圧力 p_{ue} は、式(3-24)に港外側フーチングの座標 x_e を代入して算定できる。

$$p_{ue} = m|x_e - x_{re}| \quad (3-24)$$

図3-12の●印は上述の方法を用いて計算した前趾揚圧力を示しており、この前趾揚圧力と後趾抑圧力を0として揚圧力の合力を算定した。

上記の方法により算定された規則波実験の前趾揚圧力の特徴を図3-13に示す。前趾揚圧力 p_{ue} を合田公式から得られる揚圧力 p_u で除した値を示している。また、横軸はフーチング長 b を波長 L で無次元化した値である。

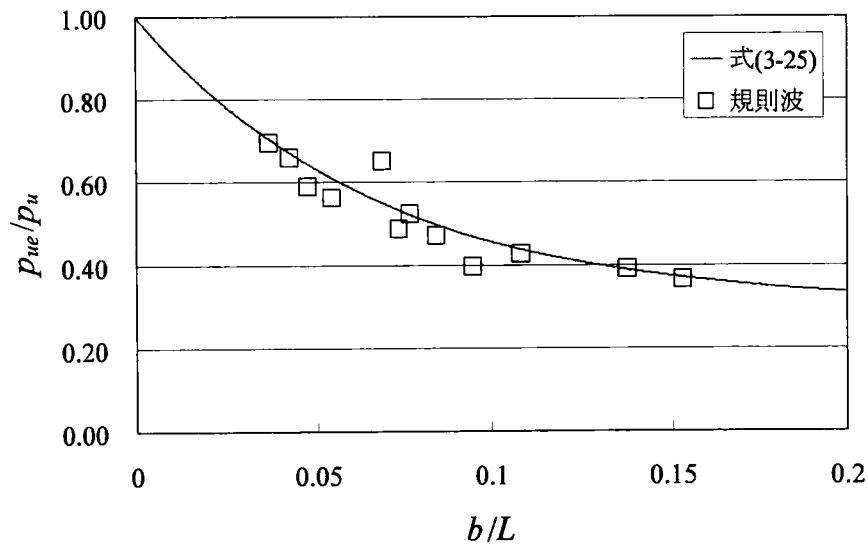


図 3-13 前趾揚圧力の特徴

図 3-13 から p_{ue}/p_u は、 b/L の増加に伴い、減少していることがわかる。 p_{ue}/p_u の減少傾向は、 $b/L=0.05$ では p_u の約 0.6 倍、 $b/L=0.1$ では揚圧力 p_u の約 0.4 倍と大きく減少するものの、 $b/L>0.1$ では比較的なだらかな減少で、全体としてはある値に収束する指数関数的な特徴を

持つ。そのため、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する前趾揚圧力を評価するための第一近似式を式(3-25)とする。

$$\frac{p_{ue}}{p_u} = 0.7 \exp\left(-15 \frac{b}{L}\right) + 0.3 \quad (3-25)$$

ここに、 p_{ue} ：前趾揚圧力(kN/m²)、 p_u ：合田公式より得られる揚圧力(kN/m²)、 b ：フーチング長(m)、 L ：波長(m)である。

3.3.5 抑圧力の特性とその評価方法

フーチング上面には、波の作用側において、鉛直方向の波力が作用することが知られている。このフーチング上面に作用する波圧を 3.3.2 滑動合成波力のピーク発生位相で「抑圧力」と定義した。抑圧力は、押波時にフーチング上面に鉛直下向きに作用する力であるため、防波堤の安定計算においては、防波堤を安定化させる効果としての取り扱いが可能である。現行設計法において、抑圧力はフーチング上面に作用する力とされているが、フーチング底面に作用する揚圧力との合力の差を考えると、フーチングがない場合の揚圧力の合力と大差ないとして設計上考慮されない。この背景としては、現行設計法が、フーチング長が短い場合を想定した設計法であるためである。また、フーチング長が長い場合を想定した抑圧力の算定法が幾つか提案されているが、この算定法にはマウンドの効果が取り入れられておらず、一般的に用いられる混成堤に適用できないためである。そのため本節では、ロングフーチング式混成堤に作用する抑圧力の特性を明らかにし、その評価方法について論じる。

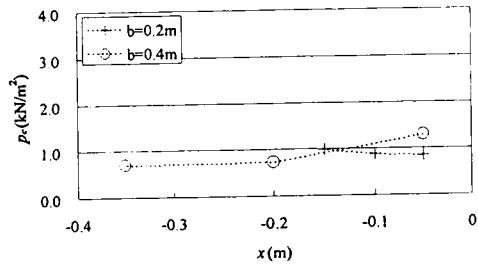
図 3-14 および図 3-15 に規則波実験の抑圧力分布を示す。図中の縦軸は抑圧力 p_c (kN/m²) で、横軸はフーチング上面に取り付けた任意の計測点の座標 x (m)である。図 3-14 および図 3-15 よりフーチング長 $b=0.2\text{m}$ と $b=0.4\text{m}$ とでは、抑圧力の分布形が大きく異なることがわかる。フーチング長 $b=0.4\text{m}$ の場合には、フーチングの基部から端部に向かうにしたがって抑圧力が低減している。さらに、分布形状の全体的傾向としては、フーチング基部付近で急激に減少し、端部付近である値に収束するような指数関数的な低減をしている。一方、フーチング長 $b=0.2\text{m}$ の場合には、基部付近と中間部の抑圧力はほぼ一様であり、中間部から端部に向かうにしたがって増大する傾向がある。

ここで、既往の研究に着目すると、抑圧力の評価方法は、以下の二つの式が提案されている。一つは、酒井らが提案している抑圧力分布であり、水深波長比 h/L が $0.286 \sim 0.750$ の大水深における重複波を対象としたものである。式(3-26)に酒井ら(1998)が提案する抑圧力分布を示す。

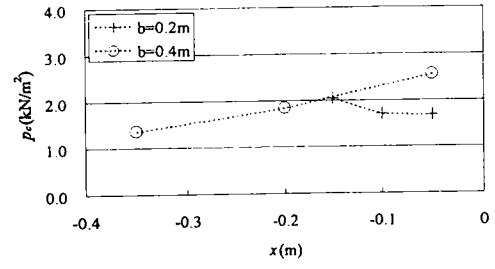
$$\frac{p_c}{p_b} = \cos(kb) \quad (3-26)$$

ここに、 p_c ：抑圧力(kN/m^2)、 p_b ：フーチング上面基部での合田公式の水平波圧(kN/m^2)、 k ：波数($=2\pi/L$)、 L ：波長(m)である。

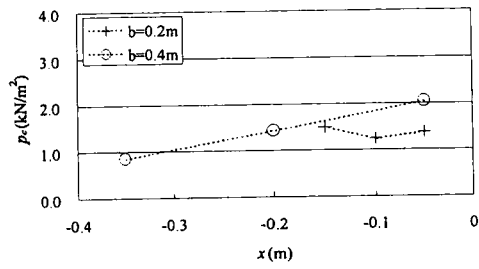
酒井らは、フーチング上面における任意の点を式(3-26)に代入し、それから得られる値を任意の点の抑圧力として扱うもので、式(3-26)が抑圧力の分布形状となる。抑圧力の評価方法のもう一つは、軟弱地盤着定式防波堤（以下、軟着堤と示す）の底版に作用する波圧である（国土交通省 九州地方整備局，2006）。軟着堤の底版に作用する波圧は式(3-26)と同様であるが、酒井らが式(3-26)を抑圧力の分布形状として与えるのに対し、軟弱地盤着定式防波堤では、式(3-26)から得られるフーチング前趾における抑圧力 p_c とフーチング基部 p_b の水平波圧とを結んだ台形を抑圧力の分布形状として与えている。



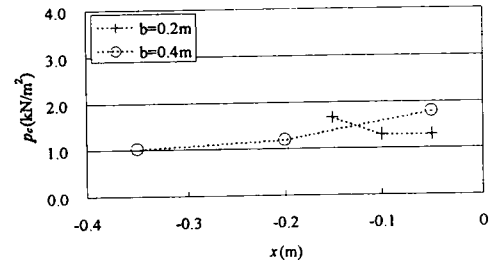
(a) R40-1



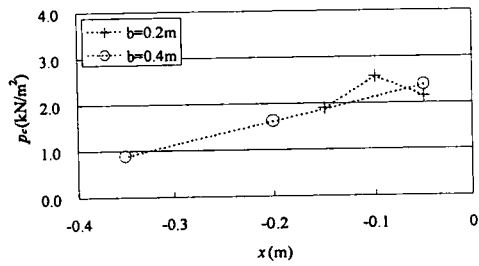
(e) R40-5



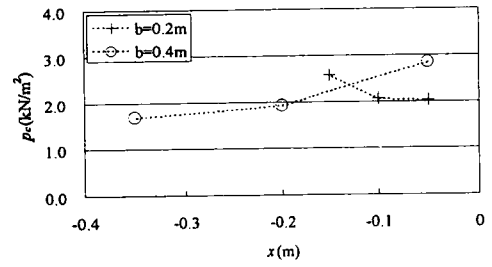
(b) R40-2



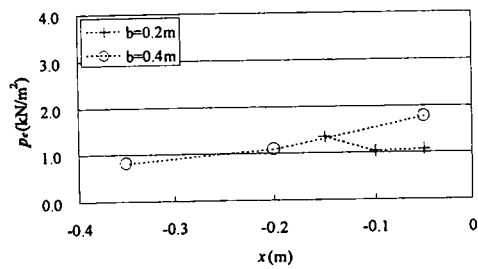
(f) R40-6



(c) R40-3

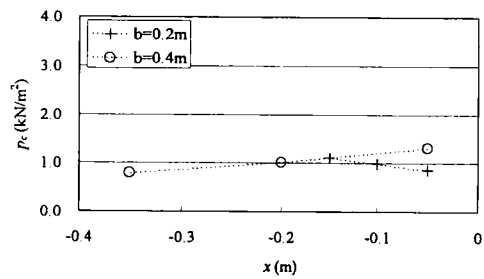


(g) R40-7

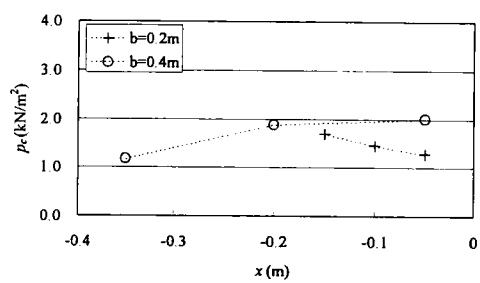


(d) R40-4

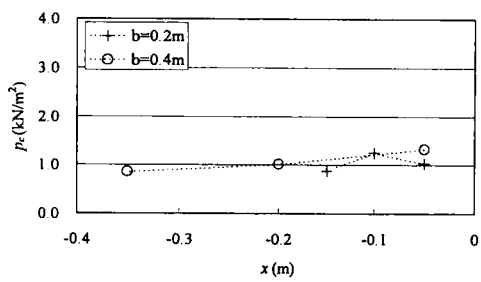
图 3-14 抑压力分布 (規則波, 水深 $h=0.40\text{m}$)



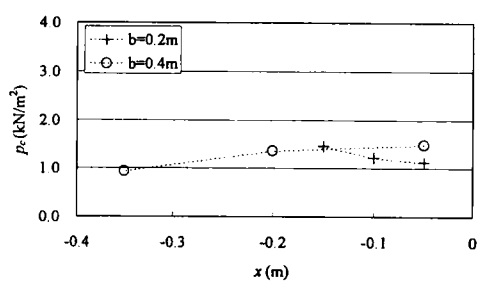
(a) R55-1



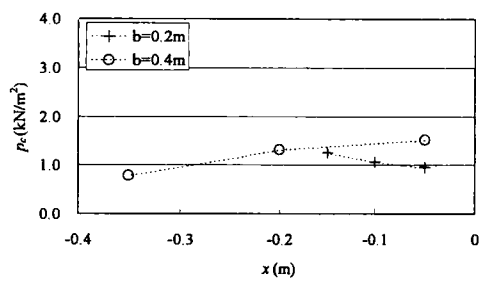
(d) R55-4



(b) R55-2



(e) R55-5



(c) R55-3

图 3-15 抑压力分布 (規則波, 水深 $h=0.55\text{m}$)

図 3-16 に抑圧力特性を検証するため、縦軸および横軸を波浪条件で無次元化した抑圧力分布を示す。図中のプロットは、+印はフーチング長 $b=0.2\text{m}$ 、○印はフーチング長 $b=0.4\text{m}$ である。また、図 3-16 の横軸は、抑圧力の任意計測点 x を波長 L で無次元化し、縦軸は抑圧力 p_c を合田公式より得られるフーチング基部の水平波圧 p_b で除したである。

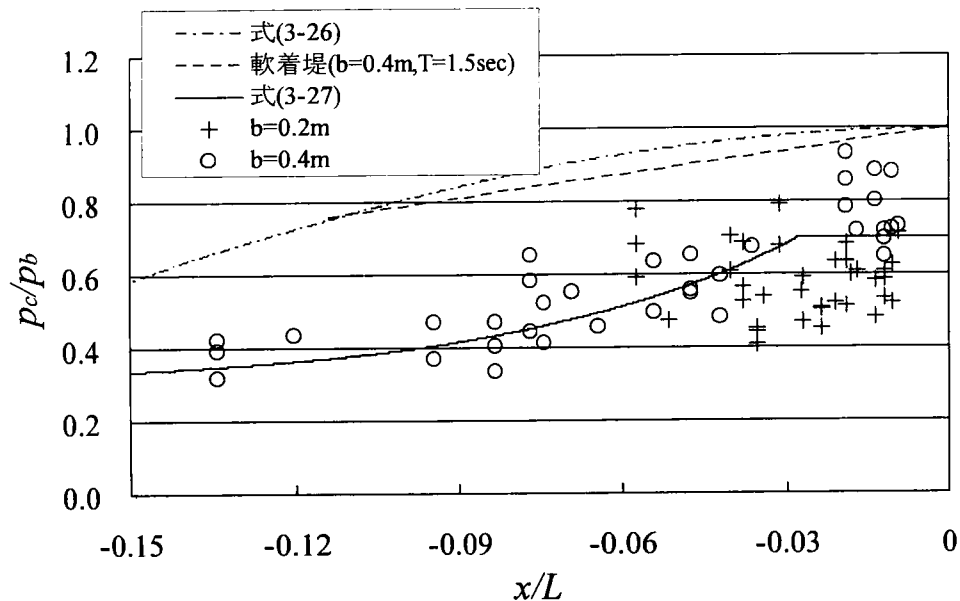


図 3-16 抑圧力分布（規則波）

図 3-16 には、式(3-26)および軟着堤の抑圧力分布を示した。抑圧力の傾向としては、式(3-26)や軟着堤の抑圧力分布のように、フーチング基部の水平波圧と同じ大きさの波圧がフーチング上面に鉛直下向きに作用し、波の位相差の影響を受けてフーチングの基部から端部に向かうにしたがい、抑圧力は低減すると考えられる。しかしながら、図 3-16 から分かるように、規則波実験においては、フーチング長 $b=0.2\text{m}$ の場合は、基部から中間部にかけてほぼ一様の分布であった。この原因としては、フーチング基部においてフーチングと前壁で形成される隅角部の形状的影響により波圧が乱され一様化したものと推察される。一方、フーチング長 $b=0.4\text{m}$ の場合は、多少のばらつきはあるものの、フーチング基部を最大値としてフーチング前趾に向かって減少する分布となっている。また、その減少傾向は、フーチング基部に近い方で減少が著しく、端側である値に収束する指数関数に類似した分布形状となっていることが分かる。式(3-26)および軟着堤の抑圧力分布形状と実験値を比較すると、実験値の抑圧力分布形状が指数関数に近いことから、フーチング端部に近づくにしたがい抑圧力は式(3-26)および軟着堤の抑圧力分布から大きく減衰する。抑圧力は、押波時において、防波堤を安定化する力であるため、抑圧力を過大に評価することは、前趾揚圧力を過小評価することと同様に防波堤に必要な重量を危険側に与えることとなる。その

ため、新たな抑圧力の評価方法として式(3-27)を与える。

$$\frac{p_c}{p_b} = \min \left\{ 0.7, 0.7 \exp \left(20 \frac{x}{L} \right) + 0.3 \right\} \quad (3-27)$$

ここに、 p_c ：抑圧力(kN/m²)、 p_b ：フーチング上面基部の波圧(kN/m²)、 L ：波長(m)、 k ：波数($=2\pi/L$)である。

図 3-16 のフーチング長 $b=0.2\text{m}$ のフーチング基部付近においては、実験値が式(3-27)を下回るが、フーチング端部付近では式(3-27)を上回る。これは、前述したように抑圧力の分布形状が、一般的には波の位相差によりフーチング基部からフーチング端部に近づくにしたがい減衰する傾向があると考えられるため、式(3-27)の評価式は、フーチング基部付近の抑圧力を一様分布と考え、この一様分布からフーチング端部付近に近づくにしたがい指数関数で減衰させたためである。また、一様領域の p_c/p_b はフーチング長 $b=0.2\text{m}$ の抑圧力の平均に近い値を採用した。これによって、フーチング長が短く抑圧力の分布形状がフーチング端部で大きく、基部付近で一様になる分布形状の場合も、抑圧力の合力としては、ほぼ等しい合力を算定することが可能である。

ここで、抑圧力の減少の傾向について考える。抑圧力分布が指数関数的な減少を呈する原因として二つの要因が考えられる。まず、一つ目の要因として、堤体の沖側にあるマウンドの透過性の影響が考えられる。マウンドは石材であるため透過性を有するが、堤体本体やフーチングは不透過性であるので、フーチング端部付近の接続部でマウンドの透過性が影響し、波圧が減少する可能性がある。二つ目の要因としては、滑動合成波力が最大となる時刻において、マウンドの存在や不透過なフーチングにより堤体前面からフーチング端部の波形が変化し波圧が減少する可能性も考えられる。これらの要因を実験によって確かめるためには、不透過なマウンドの模型を製作し、さらに、波形の変化を精度よく計測する必要がある。しかしながら、これらの検討を行うためには、計測機材や模型が数多く必要となり、費用も莫大となることから現実的に困難である。そのため、抑圧力分布の減少については、第 4 章で数値波動水路を用いて検証することとする。

3.4 不規則波実験による波圧評価方法の妥当性の確認

3.4.1 概要

規則波実験の結果よりロングフーチングケーソン式防波堤に作用する波圧特性が明らかになった。また、フーチングに作用する波圧の評価方法を近似式で提案した。本節では、不規則波実験を行い規則波実験で得られたフーチングに作用する波圧の評価方法の妥当性を検証する。

3.4.2 滑動合成波力のピーク発生位相

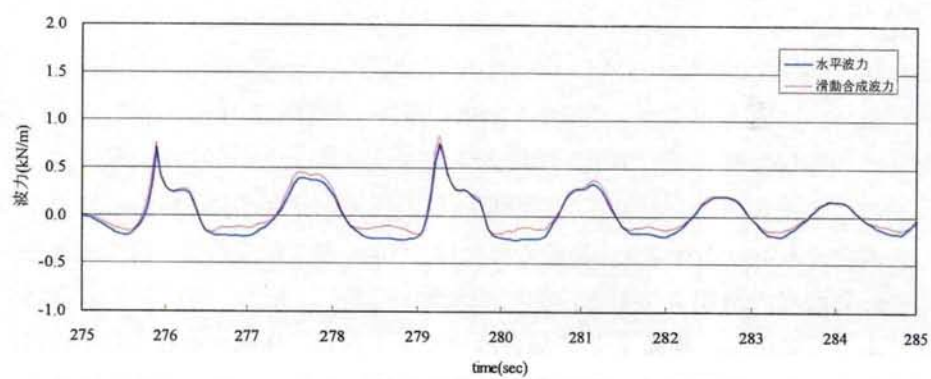
規則波実験と同様に、防波堤に作用する波力が最大となる位相つまり滑動合成波力の発生位相について検証する。不規則波実験の滑動合成波力の発生位相についても規則波実験の滑動合成波力の発生位相と同様の式(3-20)で算定する。ここで、以下に式(3-20)を示す。

$$F_D = F_H + \text{sign}(F_H) \mu (F_U - F_C) \quad (3-20)$$

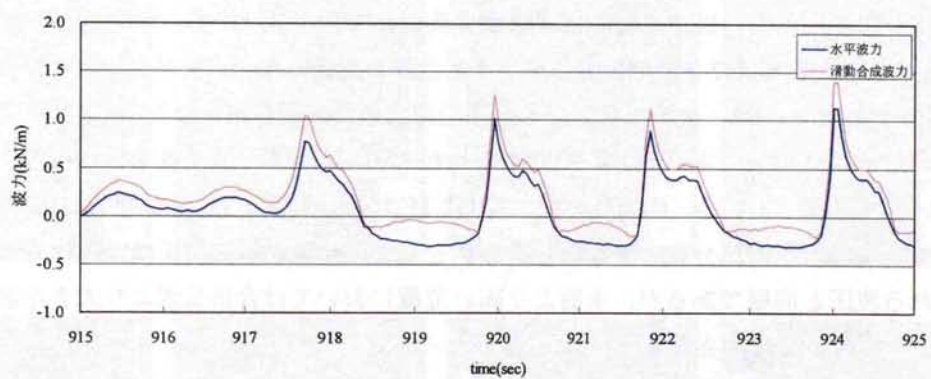
ここで、 F_D ：滑動合成波力(kN/m)、 F_H ：水平波力(kN/m)、 F_U ：揚圧力の合力(kN/m)、 F_C ：抑圧力の合力(kN/m)、 $\text{sign}(\mu F_V, F_H)$ ： F_H が正または0であれば $|\mu F_V|$ 、負であれば $-|\mu F_V|$ 、である。滑動合成波力は、不規則波実験のそれぞれの波圧計より得られたデータを用いて波圧合力を求め、各部位の波圧合力を式(3-20)に代入することにより算出した。また、摩擦係数 μ は0.6とした。

前述したように、フーチングに作用する水平波力は、海側フーチングが、フーチング基部で0.08m、フーチング端部で0.03mの高さをもって海側に張り出しているため、それぞれの部位に作用する波圧は波の位相差により波圧のピーク時間がずれる。しかしながら、全体の水平波力に与える影響は、フーチング基部から上の水平波力がフーチング基部から下のものと比較して非常に大きいと考えられ、また、フーチング基部から下の水平波圧を計測することも不可能である。そのため、滑動合成波力の算出に際し、フーチング部分の水平波力は、規則波実験と同様にフーチングがないと仮定して合力を算定した。

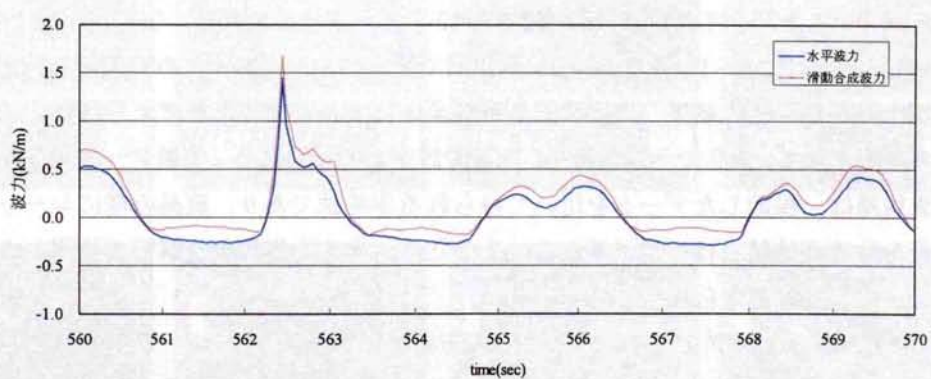
図3-17に不規則波実験の滑動合成波力の発生位相を示す。図中の縦軸は滑動合成波力、横軸は時間である。また、青線は水平波力、赤線は滑動合成波力を示している。滑動合成波力のピークが発生する位相は、規則波実験と同様に、押波時に水平波力が最大となる位相と一致している。これより、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する支配的な波力は、押波時の水平波力であると言える。そのため、不規則波実験の分析においても、押波時にロングフーチングケーソン式防波堤に作用する波圧の検討を行った。



(a) 152-1



(b) 152-3



(c) 152-5

図 3-17 滑動合成波力の発生位相（不規則波）

3.4.3 水平波圧と合田公式との比較

水平波力は、前節で示したとおり、ロングフーチングケーソン式防波堤においても支配的な力となる。ここで、不規則波実験 I52-1 および床掘り断面 I52-1E の実験時の波の連続画像を写真 3-2 および写真 3-3 に示す。写真 3-2 および写真 3-3 に示す連続画像は、不規則波実験と同時に水路側面より、床掘りの頂部から防波堤の背面までの範囲をビデオカメラで撮影した画像である。不規則波実験時の海底は 1/10 の急勾配であり、波形勾配も小さい。そのため、防波堤の前壁より沖側で巻き波砕波が発生している。その発生位置は、床掘りの有無によって変化し、写真 3-2 の場合はマウンド付近、床掘りを有する場合は床掘り頂部付近である。巻き波砕波は、防波堤に衝撃的な波圧を与え、合田公式は砕波によって生じる衝撃砕波力の条件に対して、波力を過小に評価することが知られている。

図 3-18 に不規則波実験の水平波圧分布を示す。縦軸、横軸ともに規則波の水平波圧分布と同様とした。また、図中の○印は実験値、実線は合田公式である。不規則波実験の水平波圧分布は、I52-1、I52-2 では合田公式で算定される波圧分布形と良好な一致となっているが、I52-3～I52-5 では、合田公式に対し全体的に大きな波圧分布となる。I52-3～I52-5 は、波形勾配が 0.03 程度であり I52-1 や I52-2 と比較し波形勾配が小さく衝撃的な砕波力が発生し易い条件となっている。床掘りを有する I52-1E および I52-2E は、現地盤面に防波堤を設置した場合の水平波圧分布と異なる分布形状を呈し、水面付近の波圧は、ほぼ合田公式で得られる波圧と同様であるが、水面より高い位置においては合田公式より大きな波圧で、フーチング付近では小さな波圧となっている。

規則波実験の水平波圧分布では、フーチングの有無により、ある限られた範囲で水平波圧が大きくなる傾向が幾つかのケースで見られた。しかしながら、その影響は水面付近までおよぶことはなく、ほとんどのケースでフーチングの有無に関わらず水平波圧分布は同じであった。そのため、不規則波実験 I52-3～I52-5 で水平波圧が大きくなった原因としては、先述したように I52-3～I52-5 は、海底が急勾配で波形勾配が小さいために衝撃砕波が発生した可能性があり、その結果、水平波圧分布が全体に大きくなったと考えられる。また、その他の原因として、3.2 で示した通り、周期の設定が挙げられる。実験データの解析に用いた代表周期は、採取したデータを用いて得られる平均値であり、波高の様にレーリー分布から得られる理論値とは性質が異なる。そのため、本来の周期より解析で使用した周期が小さかったことも考えられる。

以上より、フーチングを有するケーソン式防波堤の水平波力は、フーチングの存在によりフーチング付近の限られた部分で水平波圧が若干増加する傾向にある。しかし、その影響は水面付近まで及ぶことはない。そのため、水平波力は合田公式で算定することが可能であるといえる。また、実験ではフーチングより高い位置にある前壁の波圧のみを検討したが、実構造物ではフーチング端部鉛直面にも作用する。この検討は、実験でデータを採取することが不可能であるため、第 4 章で検討を行う。



写真 3-2 不規則波実験時の波の連続画像（現地盤面に設置した堤体、I52-1）

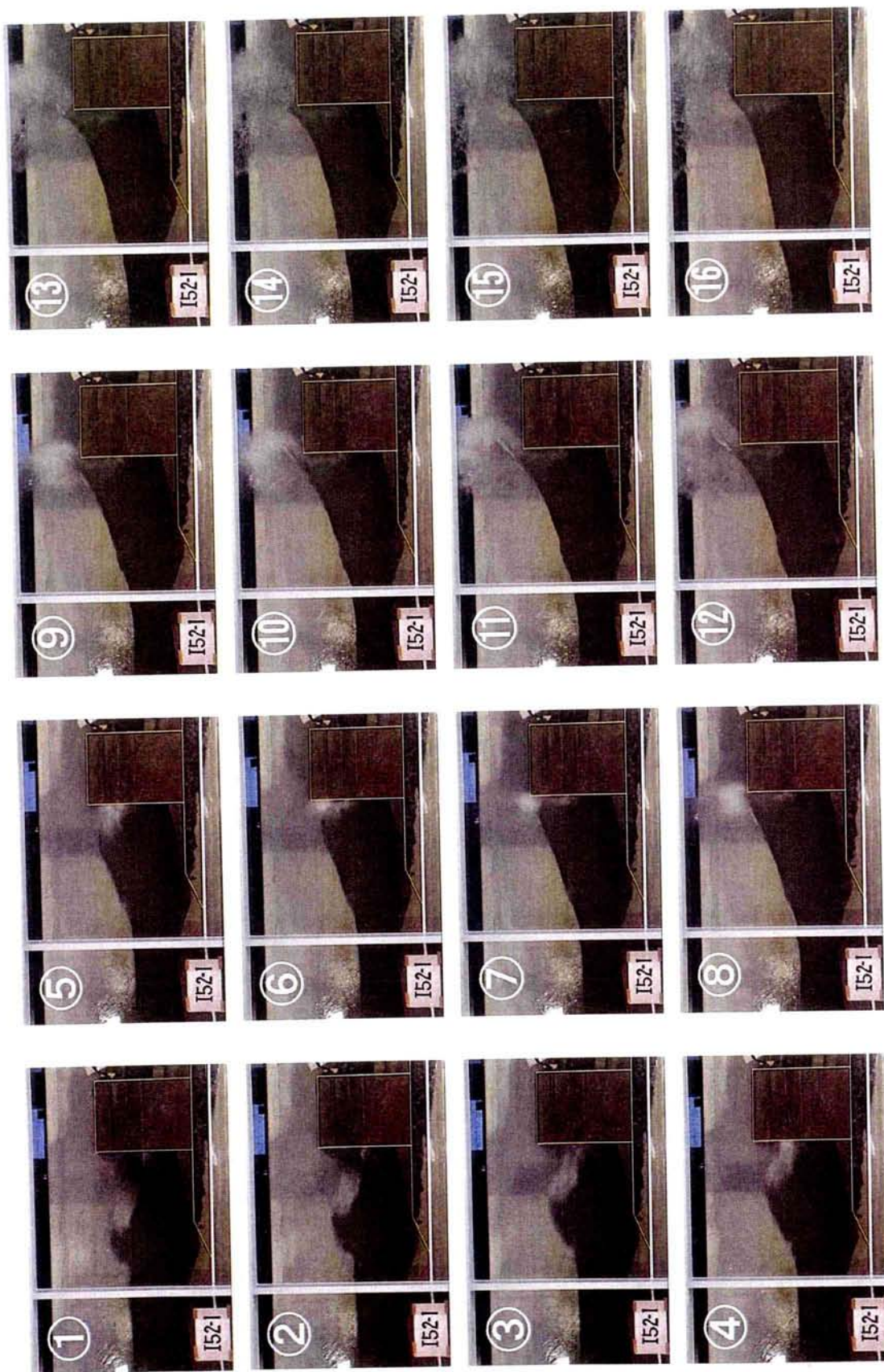
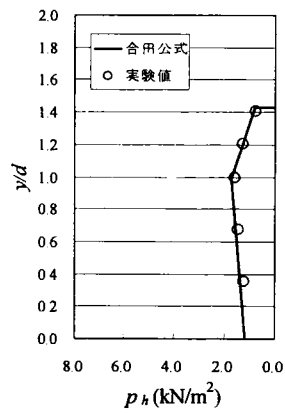
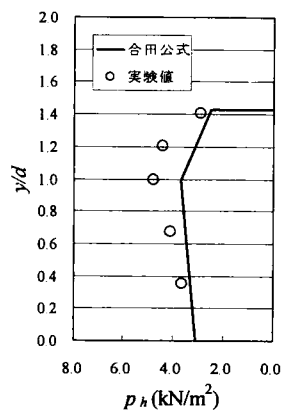


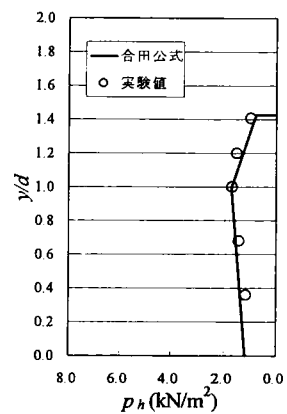
写真 3-3 実験時の波の連続画像（床掘盤面に設置した堤体，I52-1E）



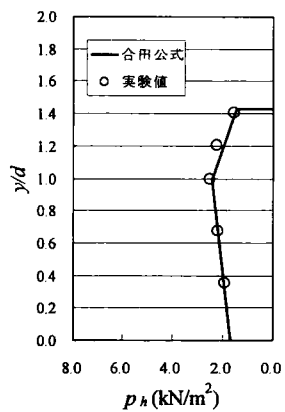
(a) 152-1



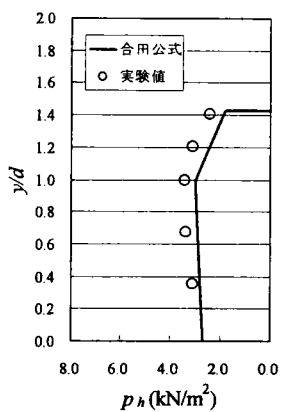
(d) 152-4



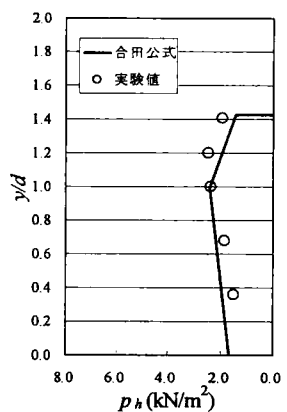
(f) 152-1E



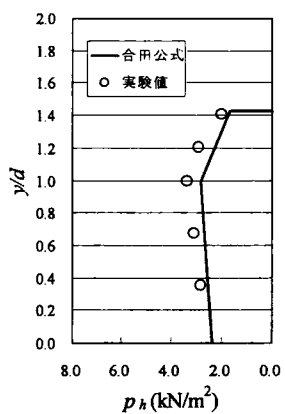
(b) 152-2



(e) 152-5



(g) 152-2E



(c) 152-3

図 3-18 水平波圧分布 (不規則波)

3.4.4 前趾揚圧力評価式の検証

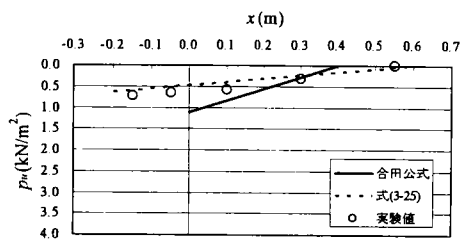
規則波実験より、フーチングを有するケーソン式防波堤の揚圧力分布は、海側フーチング端部の前趾揚圧力を最大、陸側フーチング後趾を 0 とする三角形分布となることが明らかになった。そのため、揚圧力の合力は、前趾揚圧力とフーチングを含む底版全体幅の積として表現できる。そこで、前趾揚圧力の評価方法をフーチング長 b と波長 L の関数として式(3-25)を提案した。

$$\frac{p_{ue}}{p_u} = 0.7 \exp\left(-15 \frac{b}{L}\right) + 0.3 \quad (3-25)$$

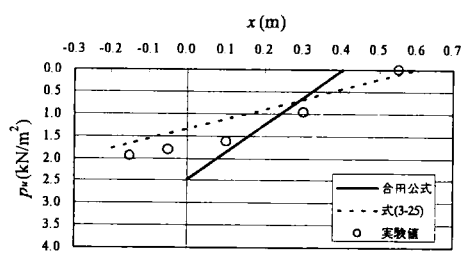
ここに、 p_{ue} ：前趾揚圧力(kN/m²)、 p_u ：合田公式より得られる揚圧力(kN/m²)、 b ：フーチング長(m)、 L ：波長(m)である。

不規則波実験の揚圧力分布を図 3-19 に示す。図の縦軸は揚圧力、横軸はフーチングを含む底版全体に取り付けた波圧計である。また、図中の実線は合田公式より得られる揚圧力分布、破線は規則波実験から得られた式(3-25)で与えられる前趾揚圧力を港外側フーチング端部の揚圧力、港内側フーチング後趾を 0 とした揚圧力分布を示している。○印は不規則波実験でフーチングを含む底版全体に取り付けた揚圧力の計測値である。

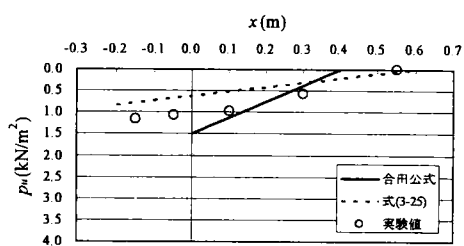
図 3-19 より揚圧力はフーチングを含む底版全体に作用している。また、揚圧力分布としては、防波堤前壁直下の底版に取り付けた波圧計の応答値が、三角形分布より若干大きくなる傾向にあるものの、いずれのケースもほぼ三角形分布である。さらに、前趾揚圧力の大きさは、いずれのケースにおいても合田公式の揚圧力よりも小さいことが分かる。この傾向は規則波実験で得られた揚圧力分布の傾向と同じである。そのため、ロングフーチングケーソン式防波堤の揚圧力の合力は、港外側フーチング端部の前趾揚圧力とフーチングを含む底版全体幅の積として算定することができる。そこで、不規則波実験の前趾揚圧力の特性を図 3-20 に示す。図 3-20 には、規則波実験結果より導かれた式(3-25)を併せて示した。前趾揚圧力の算定方法は、規則波実験と同様の方法で図 3-12 のように、不規則波実験から得られる揚圧力の計測区間における面積（揚圧力の合力）と同一となる前趾を最大、後趾を 0 とする直線を算定し、その後、求めた直線にフーチング前趾の座標を代入することにより前趾揚圧力を算定した。なお、図中の縦軸は、前趾揚圧力の実験値 p_{ue} を合田公式より得られる揚圧力 p_u で、横軸はフーチング長 b を波長 L で無次元化したものである。



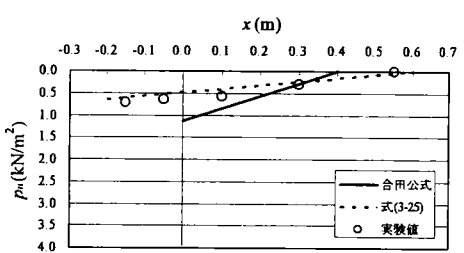
(a) I52-1



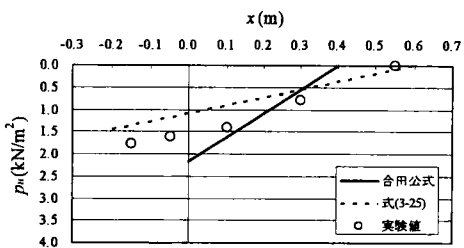
(e) I52-5



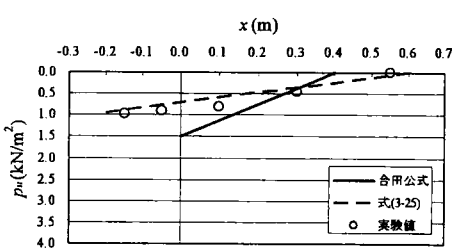
(b) I52-2



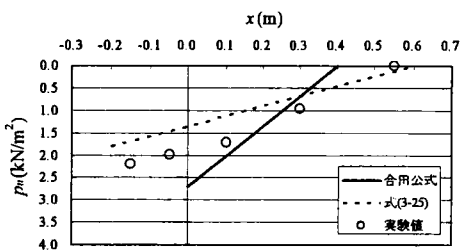
(f) I52-1E



(c) I52-3



(g) I52-2E



(d) I52-4

图 3-19 揚圧力分布

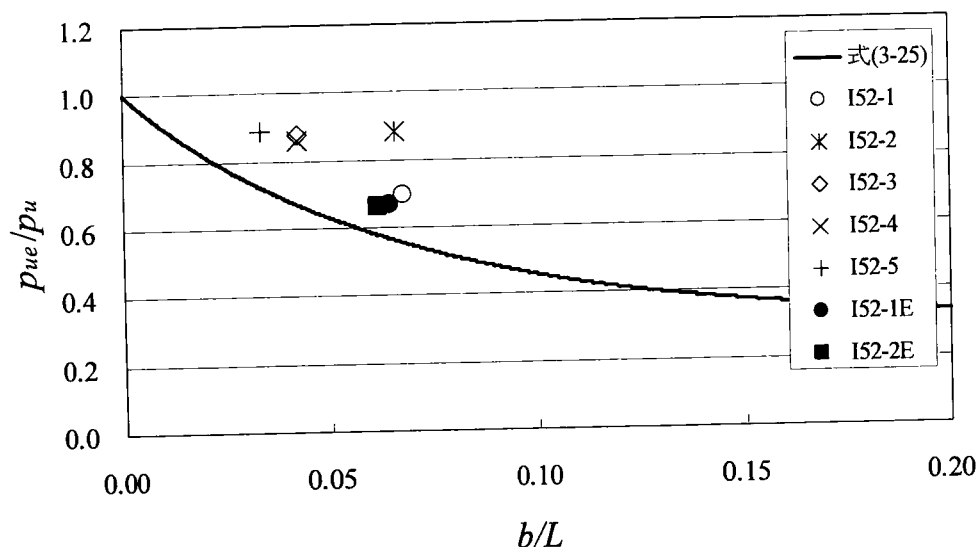


図 3-20 前趾揚圧力の特性

図 3-20 より不規則波実験で得られた前趾揚圧力は、規則波実験結果の前趾揚圧力に関する近似式(3-25)よりも大きくなっており、平均値は式(3-25)の 1.15 倍程度である。この原因の一つとして、設計計算で用いた周期の設定が挙げられる。不規則波実験における周期は波高の様にレーリー分布に対応する一般形が存在しないため、本解析においては滑動合成波力が最大となる 20 波より平均の周期を算出し使用している。しかし、これは採取データの平均値であり、レーリー分布から得られる理論値とは性質が異なる。一方、規則波実験では波高、周期ともに一定であるため、解析に用いる波高および周期は確定された値となる。これより、不規則波実験の解析に使用した周期が見積もるべき周期よりも小さかったためと考えられる。しかしながら、揚圧力は、水平波力とともに防波堤を不安定にする力の一つであり、揚圧力の過小評価は、防波堤の滑動や転倒などの被災につながる恐れがある。このため、前趾揚圧力の特性を規則波実験と不規則波実験の結果を考慮し、再度、前趾揚圧力の近似式を評価し直す。

図 3-21 に規則波実験と不規則波実験の前趾揚圧力の特性を示す。縦軸および横軸ともに図 3-13、図 3-20 と同様である。規則波実験は、フーチング長 0.2m, 0.4m の 2 タイプで実験を行っているため、 $b/L < 0.153$ までの領域に渡ってプロットが存在する。一方、不規則波実験はフーチング長が 0.2m のみの実験であるため $b/L < 0.065$ までしか存在しない。

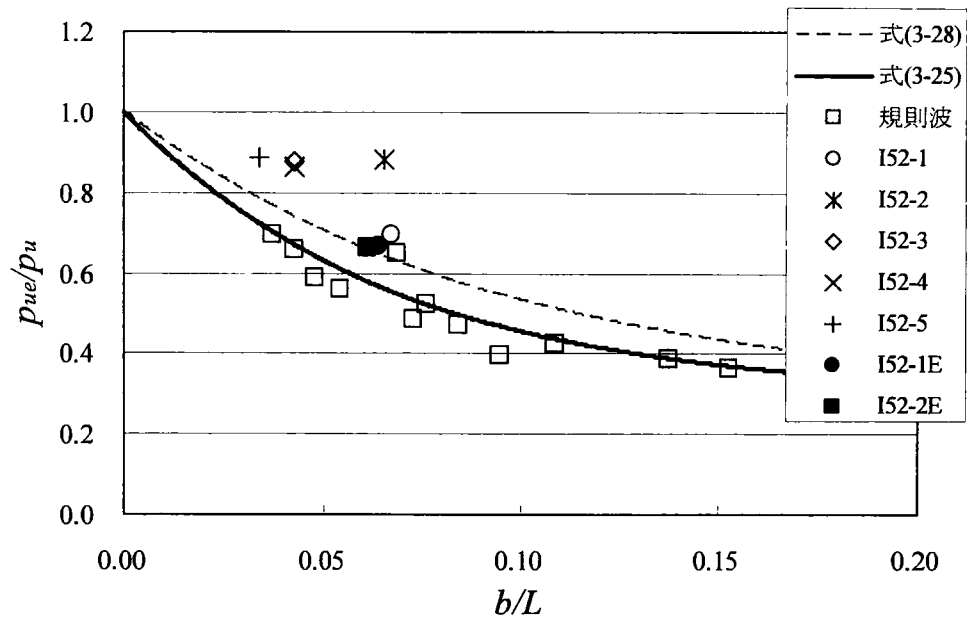


図 3-21 前趾揚圧力の特徴

図 3-21 の実線は式(3-25), 破線は次に示す式(3-28)である.

$$\frac{p_{ue}}{p_u} = 0.7 \exp\left(-11 \frac{b}{L}\right) + 0.3 \quad (3-28)$$

式(3-28)は規則波および不規則波実験で得られたデータの近似式である. フーチング長が長くなるにしたがい, 海側フーチング端部の前趾揚圧力は波の位相差の影響を受けて減少すると考えられる. また, 上述したように不規則波実験ではフーチング 0.2m のみであるため, $b/L > 0.065$ の実験値が存在しない. そのため, 揚圧力前趾を与える式(3-28)は, 式(3-25)を基本形とした.

3.4.5 抑圧力評価式の妥当性の確認

不規則波実験の抑圧力分布を図 3-22 に示す。図中のプロットは実験値を合田公式より得られるフーチング基部の水平波圧で除した値を示し、図中の一点鎖線、破線および実線は、式(3-26)、軟着堤($b=0.2\text{m}$, $T_0=1.3\text{sec}$)および式(3-27)で与えられる。また、縦軸は抑圧力 p_c を合田公式より得られるフーチング上面基部の水平波圧 p_b で除し、横軸は任意の計測点 x を波長 L で無次元化している。

図 3-22 より不規則波実験においてもフーチング上面には押波時、鉛直下向きに作用する圧力が作用していることが分かる。そのため、フーチングは滑動抵抗性を高める効果があると言える。各抑圧力提案式と不規則波実験の抑圧力を比較すると、抑圧力はいずれも式(3-27)を上回る圧力となっているが、式(3-26)および軟着堤($b=0.2\text{m}$, $T_0=1.3\text{sec}$)と実験値との比較では、式(3-26)を下回る抑圧力も多い。このように、実験値は式(3-26)および軟着堤($b=0.2\text{m}$, $T_0=1.3\text{sec}$)と式(3-27)の中間に分布している。

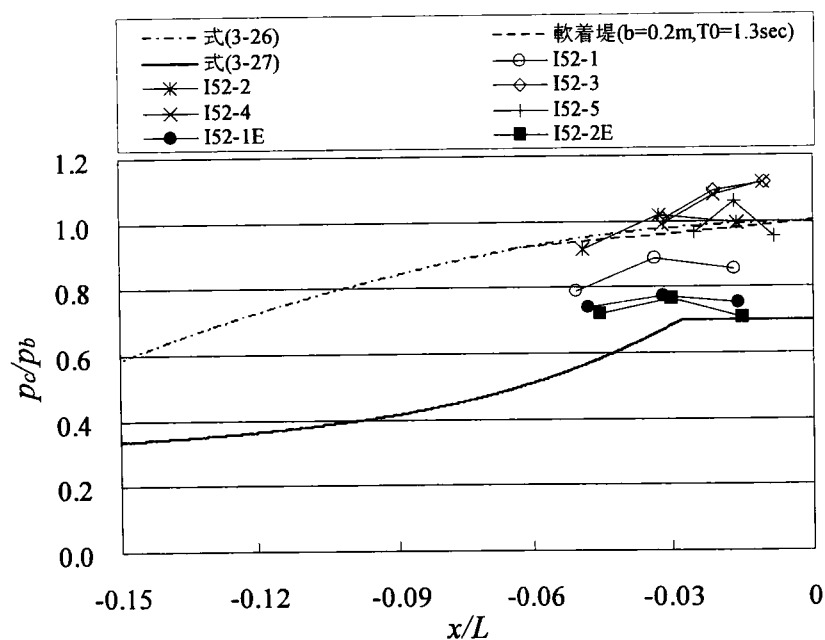


図 3-22 抑圧力分布（不規則波）

これまでの抑圧力分布の検討は、水平波圧が合田公式で算定できるとして、規則波および不規則波の実験値を合田公式から得られるフーチング基部の水平波圧 p_b と比較を行ったものである。そこで、規則波および不規則波実験で得られた水平波圧のデータを用いてフーチング基部の水平波圧 p_b' を算出し、この水平波圧 p_b' と抑圧力を比較する。水平波圧 p_b' の算定方法は次の通りである。

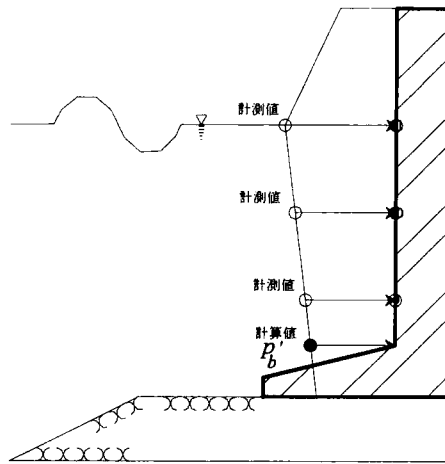


図 3-23 水平波圧 p_b' の算定方法

水面下の前壁に取り付けた 3 つの波圧計の応答値が台形分布であると仮定する。その後、最小二乗法により得られた直線にフーチング基部の座標を代入し、フーチング基部に作用すると考えられる p_b' を算定する。ここで、上記の方法により算定したフーチング基部の水平波圧 p_b' と抑圧力を比較した抑圧力分布を図 3-24 示す。図の横軸は、図 3-16 および図 3-22 と同様である。縦軸は、抑圧力の実験値を水平波圧の実験値より算定したフーチング基部の水平波圧 p_b' で除した値である。図中のプロットは、+印が規則波実験($b=0.2\text{m}$)、○印が規則波実験($b=0.4\text{m}$)、◆印が不規則波実験である。図 3-16 および図 3-22 と同様に、式(3-26)、軟着堤($b=0.4\text{m}$, $T=1.5\text{sec}$)、式(3-27)をそれぞれ一点鎖線、破線、実線で示している。

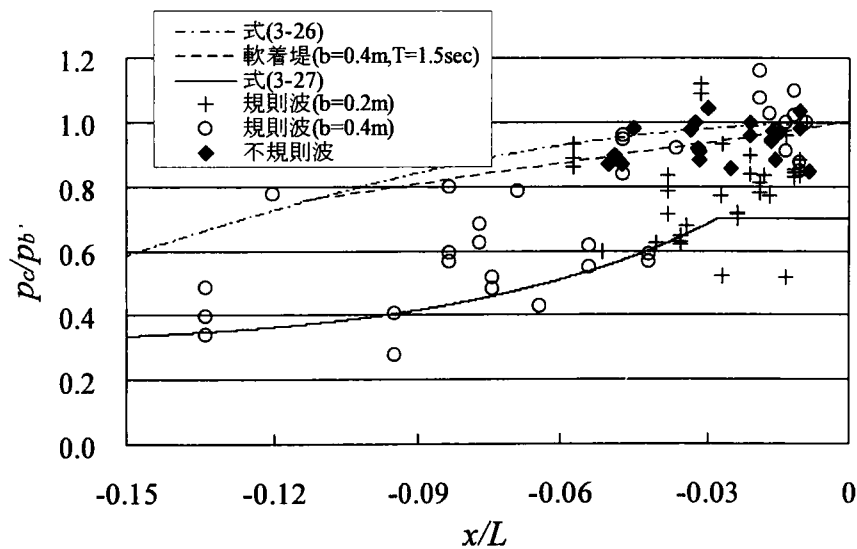


図 3-24 抑圧力分布 (p_c/p_b')

3.3.3の水平波力で示したように、規則波実験では、水平波圧分布が合田公式よりも全体的に小さくなっていたため、規則波実験で得られた水平波圧のデータを用いたフーチング基部の水平波圧 p_b' が合田公式から算定した p_b よりも小さくなり、縦軸の抑圧力と水平波圧の比が全体的に大きくなっていることがわかる。この傾向は、規則波実験のフーチング長 $b=0.2\text{m}$ で顕著である。しかしながら、合田公式から算定した p_b と実験で得られた水平波圧のデータを用いたフーチング基部の水平波圧 p_b' でこれらの違いが生じたとしても、図 3-24 の抑圧力分布は、図 3-16 および図 3-22 と同様の傾向を示し、式(3-26)と式(3-27)の中間に分布していることがわかる。また、図 3-24 において、規則波実験データの幾つかは、 p_c/p_b' が式(3-27)を下回っているが、抑圧力の合力を考えると式(3-27)で算定される抑圧力の合力を下回ることはないと考えられる。以上のことより、抑圧力の評価方法としては、式(3-27)が適当であると考えられる。

3.5 結語

本章では、規則波実験、不規則波実験を通じ、フーチングを有するケーソンに作用する波圧特性を検証した。また、規則波実験では、フーチング長を変化させ防波堤の滑動実験を行った。本章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) フーチング長を変化させたケーソンの滑動実験では、同一の水中重量でフーチングを有するケーソンの方が、フーチングがない場合と比較して、波高水深比(H/h)の増加に伴い滑動量が減少した。また、滑動量の減少はフーチング長が長くなるにしたがって、顕著であった。これは、フーチングに作用する抑圧力と揚圧力の合力の差が、フーチングがない場合の揚圧力の合力の差に大きな違いが生じるためと考えられる。
- (2) ロングフーチングケーソン式防波堤の滑動合成波力のピーク発生位相は、水平波力が最大となる位相と一致する。そのため、ロングフーチングケーソン式防波堤においても、堤体の安定性については、水平波力が支配的な波力であると言える。
- (3) ロングフーチングケーソン式防波堤の水平波圧は、一部の不規則波実験で合田公式よりも大きくなったが、これは水平波圧分布が全体的に大きくなったことから、フーチングの存在の影響ではなく、地形勾配の影響であると考えられる。そのため、フーチングを有するケーソンの場合においても、水平波力は合田公式で算定することが可能であると考えられる。
- (4) ロングフーチングケーソン式防波堤の底版に作用する揚圧力分布は、港外側フーチング前趾に作用する揚圧力を最大、港内側フーチング後趾に作用する揚圧力を0とする三角形分布となる。前趾揚圧力は、波の位相差により合田公式で与えられる揚圧力よりも小さくなるため、合田公式に港外側フーチング長 b と波長 L を考慮した式(3-28)で算定することが可能である。
- (5) 抑圧力はフーチングに鉛直下向きに作用し、堤体の滑動安定性、転倒抵抗性を高める効果がある。抑圧力分布は、フーチング基部付近のある一定の領域で一様な分布形状となり、それ以降のフーチングが長い領域では、フーチング端部に近づくにしたがって、指数関数的な減少傾向を呈した。抑圧力の算定に際しては、式(3-27)で可能である。

参考文献

- [1] 合田良實(1997)：港湾構造物の耐波設計—波浪工学への序説—，鹿島出版会。
- [2] 社団法人 日本港湾協会（1999）：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上巻）（下巻）。
- [3] Goda, Y. (1974) : New wave pressure formulae for composite breakwaters, *Proceeding 14th International Conference on Coastal Engineering*, Copenhagen, ASCE, pp.1702-1720.
- [4] 酒井浩二，井福周介，大釜達夫，山崎耕嗣（1998）：大水深における重複波を考慮した設計波力算定法，第45回海岸工学講演会，p.746-750.
- [5] 国土交通省 九州地方整備局 下関港湾空港技術調査事務所，財団法人 沿岸技術研究センター(2006)：軟弱地盤着定式防波堤の設計マニュアル（案）。

第4章 数値波動水路による作用波圧の検証

4.1 概要

第3章では規則波実験および不規則波実験を通じ、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する波圧特性を把握し、前趾揚圧力および抑圧力の評価方法を提案した。しかしながら、抑圧力の分布形状がなぜ指数関数で表現されるかや港外側フーチング端部の鉛直面での波圧の低減効果といったことは、実験でデータを採取することが困難であるため、解明することができなかった。また、既往の研究では、マウンドの存在や特性が及ぼす影響について検討がなされていない。そのため、これらの諸問題については、数値波動水路における数値実験を行った。

本検討で使用した数値波動水路は CADMAS-SURF (磯部ら, 1999; 秋山ら, 2000; 数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会, 2002; (財) 沿岸開発技術研究センター, 2001) である。CADMAS-SURF は沿岸開発技術研究センターより一般に公開されているソフトウェアで2次元の数値シミュレーションが可能である。また、後述する VOF (Volume of Fluid) 法 (C.W.Hirt and B.D.Nichols, 1981) により自由表面の解析が精緻に再現できる。さらに、計算格子の空隙率を変化させることにより透過な構造物でも不透過な構造物でも適用できるため、混成式防波堤を構成するマウンドやケーソンのモデル化も容易に可能である。そのため、CADMAS-SURF は、防波堤延長方向に一樣である混成式防波堤の数値解析に非常に有効である。

4.2 数値計算手法の概説

CADMAS-SURF の基礎方程式は連続式と2次元非圧縮性 Navier-Stokes 方程式である。水平座標を x 、鉛直座標を y とし連続式と2次元非圧縮性 Navier-Stokes 方程式をポラスモデル (榊山ら, 1990; 榊山ら 1997) に基づき拡張すると次の連続式と運動方程式のようになる。

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_y v}{\partial y} = S_p \quad (4-1)$$

$$\begin{aligned} & \lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u u}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y v u}{\partial y} \\ &= -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y \nu_e \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right\} - D_x u + S_u - R_x \end{aligned} \quad (4-2)$$

$$\begin{aligned} & \lambda_v \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u v}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y v v}{\partial y} \\ &= -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y \nu_e \left(2 \frac{\partial v}{\partial y} \right) \right\} - D_y v + S_v - R_y - \gamma_v g \end{aligned} \quad (4-3)$$

ここに、 t ：時間(sec)， x, y ：水平，鉛直座標(m)， u, v ：流速の水平，鉛直成分(m/s)， ρ ：密度(t/m^3)， p ：圧力(kN/m^2)， ν_e ：分子動粘性係数と渦動粘性係数の和(m^2/s)， D_x, D_y ：エネルギー減衰帯のための係数， S_p, S_u, S_v ：造波ソースのためのソース項， R_x, R_y ：多孔質体からの抵抗力， g ：重力加速度(m/s^2)， γ_v ：空隙率， γ_x, γ_y ：水平，鉛直方向の面積透過率， $\lambda_u, \lambda_x, \lambda_y$ ：流体に作用する力の効果である． $\lambda_u, \lambda_x, \lambda_y$ は， C_M を慣性力係数とすれば式(4-4)のように表される．

$$\begin{aligned} \lambda_v &= \gamma_v + (1 - \gamma_v) C_M \\ \lambda_x &= \gamma_x + (1 - \gamma_x) C_M \\ \lambda_y &= \gamma_y + (1 - \gamma_y) C_M \end{aligned} \quad (4-4)$$

本数値計算においては，式(4-4)に $\gamma_v = \gamma_x = \gamma_y = 0.44$ ， $C_M = 1.2$ を代入して得られる $\lambda_v = \lambda_x = \lambda_y = 1.112$ を用いた．

多孔質体からの抵抗力 R_x, R_y は，抵抗力を多孔質体の空隙率と粒径で与えることができる Dupuit-Forheimer 則によって次式で与える．

$$R_x = u \gamma_x \left(\alpha + \beta \sqrt{u^2 + v^2} \right) \quad (4-5)$$

$$R_y = v \gamma_y \left(\alpha + \beta \sqrt{u^2 + v^2} \right) \quad (4-6)$$

$$\alpha = \alpha_0 \frac{(1 - \gamma_v)^3}{\gamma_v^2} \frac{\nu}{d^2} \quad (4-7)$$

$$\beta = \beta_0 \frac{(1 - \gamma_v)}{\gamma_v^3} \frac{1}{d} \quad (4-8)$$

ここに α_0 , β_0 : 材料による係数, ν : 流体の動粘性係数(m^2/s), d : 粒径(m)である. 本解析で用いた材料による係数は, $\alpha_0=1500$, $\beta_0=1.8$ である (鈴木ら, 2003). また, 粒径 d は, 規則波実験および不規則波実験の際に使用した粒径と同様とし, マウンドについては $d = 0.04\text{m}$, 被覆石については $d = 0.06\text{m}$ とした.

自由表面解析には VOF (Volume of Fluid) 法が用いられている. VOF 法は, 移動境界の挙動を再現することが比較的容易とされている. VOF 法は, セル内に含まれる流体の占有率 F によって, セルが流体となるセルか気体となるセルか, また, それら両者を含むセルかを判定する. VOF 関数 F の移流方程式を式(4-9)に示す.

$$\gamma_v \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u F}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_y v F}{\partial y} = S_F \quad (4-9)$$

セルは, 流体の占有率 F により, 式(4-10)で判定される.

$F = 0$	気体セル	
$0 < F < 1$	表面セル	(4-10)
$F = 1$	流体セル	

VOF 法における表面セルの流体の存在位置は, 表 4-1 に示すフラグ NF によって定義されている. 表面セルのフラグは, 流体がセルのどの辺に接するかによって 4 種類に分類されている. 水路長手方向を x 軸としその流下方向を正, 高さ方向を y 軸として鉛直上向きを正とすると, 流体の表面の向きは, 次のように定義されている.

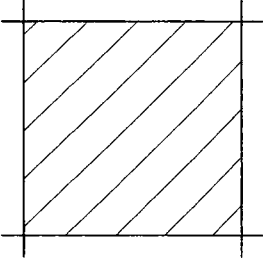
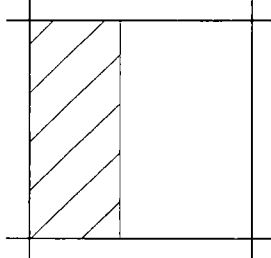
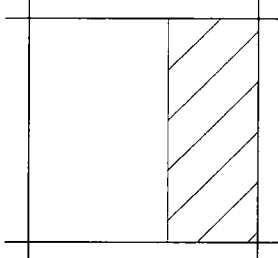
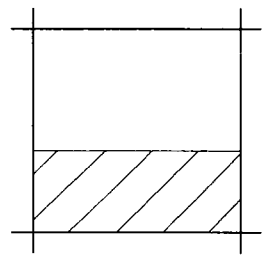
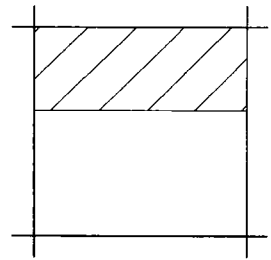
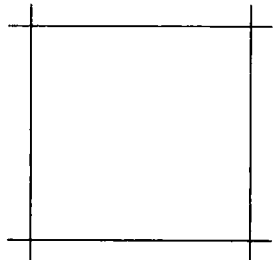
- NF=1 : 表面は x 軸に垂直でかつ x 軸の負の方向に流体が存在する
- NF=2 : 表面は x 軸に垂直でかつ x 軸の正の方向に流体が存在する
- NF=5 : 表面は y 軸に垂直でかつ y 軸の負の方向に流体が存在する
- NF=6 : 表面は y 軸に垂直でかつ y 軸の正の方向に流体は存在する

さらに, 表面セルとなりうる条件としては, 流体の占有率 F が $0 < F < 1$ であること, 表面セルが流体セルと気体セルに挟まれる必要があり, 流体セルー表面セルー気体セルの方向である場合, その周囲の F の値が大きい方向に流体があるとされている. また, 流体セルー表面セルー気体セルの並びが一意であれば, 流体セルー表面セルー気体セルの方向を表面の向きとする.

VOF 法では, Donor-Acceptor 法によって表面の向きにより見かけ上, 風上差分であるか風下差分であるかを使い分ける. しかしながら, Donor-Acceptor 法では, 図 4-1 (a) に示すよ

うに、流体の移動量を計算セルの界面毎に独立して評価されるため、気泡が混入したセルの上に流体が存在するセルが発生する。この場合、自由表面をうまく再現することができないため、CADMAS-SURFでは、図 4-1 (b)に示すようにセル内の流体の総量に制限を設けた Donor セルで補正を行うようにしている。

表 4-1 フラグ NF によるセルの分類
(斜線部：流体，空白部：気体)

		
NF=0	NF=1	NF=2
流体セル	表面セル	表面セル
		
NF=5	NF=6	NF=8
表面セル	表面セル	気体セル

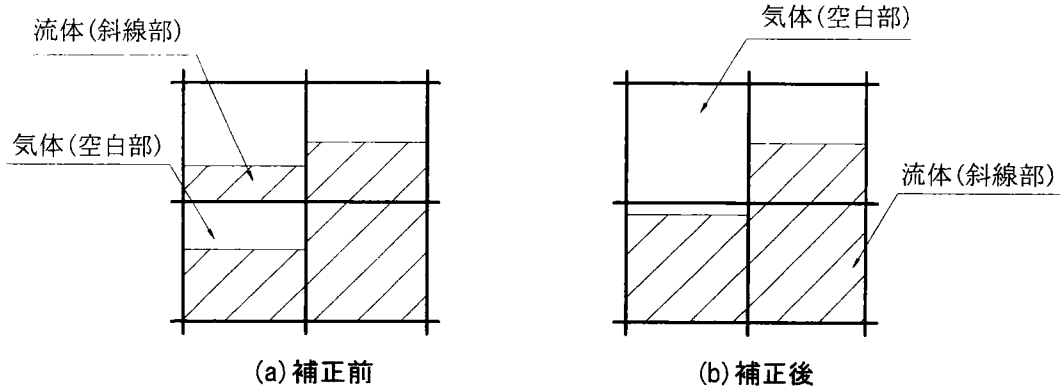


図 4-1 表面のセルにおける VOF 関数 F の補正

エネルギー減衰帯は、数波長の領域を用いて波のエネルギーを徐々に減衰させ無反射を行うものである。CADMAS-SURF ではエネルギー減衰帯として次の流速に比例する減衰項を付加してある (Eric Cruz ら, 1993)。

$$D_x = \theta_x \sqrt{\frac{g}{h}} (N+1) \left(\frac{x-x_0}{l} \right)^N \quad (4-11)$$

$$D_y = \theta_y \sqrt{\frac{g}{h}} (N+1) \left(\frac{x-x_0}{l} \right)^N \quad (4-12)$$

ここに、 h : 水深(m), l : エネルギー減衰帯の幅(m), x_0 : エネルギー減衰帯の開始位置(m), N : 分布関数の次数, θ_x, θ_y : 無次元の係数である。本研究においては、式(4-11)および式(4-12)のエネルギー減衰帯の幅 l を 2 波長、分布関数の次数を $N=2$ 、無次元の係数を $\theta_x = \theta_y = 0.6$ と設定した。

連続式、Navier-Stokes 方程式および VOF 関数 F の移流方程式中の造波ソース項 S_ρ, S_u, S_v, S_F を以下に示す (岩田ら, 1994)。これらの造波ソースは、造波用として指定したセルの中心位置に設定している。

$$S_\rho = q(y, t) \quad (4-13)$$

$$S_u = uq(y, t) \quad (4-14)$$

$$S_v = vq(y, t) + \frac{\nu}{3} \frac{\partial q(y, t)}{\partial y} \quad (4-15)$$

$$S_F = Fq(y, t) \quad (4-16)$$

ここで、 $q(y, t)$ は $x = x_s$ の位置での格子間隔を Δx_s として次式で与えている．

$$q(y, t) = 2 \frac{U(y, t)}{\Delta x_s} \quad (4-17)$$

CADMAS-SURF では自動時間刻み幅の機能が付加されているため，クーラン数や粘性項の安定条件を同時に満足する時間刻みを入力する必要がない．数値計算の安定は，クーラン数と粘性項の安定条件に安全係数 α ($0.0 < \alpha < 1.0$) を掛けた値のうちいずれか小さい値が時間刻みとされる．

$$\Delta t = \alpha \min \left(\min \left(\frac{\Delta x}{u}, \frac{\Delta y}{v} \right), \frac{1}{2\nu \left[\left(\frac{1}{\Delta x} \right)^2 + \left(\frac{1}{\Delta y} \right)^2 \right]} \right) \quad (4-18)$$

なお，本解析では，安全係数を $\alpha = 0.2$ として計算を実施した．

4.3 数値計算の条件

4.3.1 防波堤のモデル化と波圧計測位置の設定

数値波動水路 CADMAS-SURF における数値計算モデルを図 4-2 に示す。なお、簡単のために、以降の検討は、実験と同様に、水路長手方向を x 、高さ方向を y として、前壁を底版まで延長した際に底版と交差する点を原点 $(x,y)=(0,0)$ とする。図 4-2 中の黒色部は不透過体、灰色部は透過体である。また、図の最上方にある実線は水路天端（設定格子の天端）を示し、その下の実線が自由水面を表現している。計算モデルでは、海底として造波境界から 15m の位置から 21m の位置までを 1/20 の勾配とし、その上に厚 0.1m のマウンドを設置した。マウンドは、造波境界から 21.2m から 22.8m の幅 1.6m とした。マウンドの法勾配は、 $\tan\theta=0.5$ である。また、堤体は、前壁の位置が造波境界から 21.8m の位置になるように設置した。堤体本体幅は 0.4m で、高さは規則波実験とほぼ同様の 0.4m と 0.55m である。フーチング長さは、0.0m、0.2m および 0.4m とした。数値波動水路では、マウンド天端面にフーチング端部高さ（1 セル）分だけ被覆石を設置した。

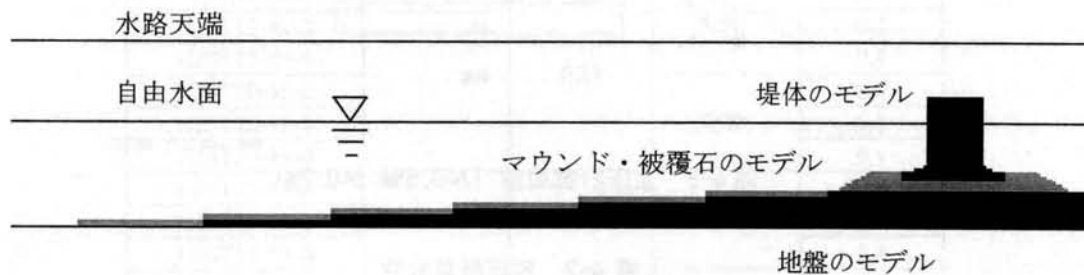


図 4-2 数値計算モデル

先述したように CADMAS-SURF では多孔質体の抵抗力が Dupuit-Forheimer 則によって与えられる。本解析においては、鈴木ら（2003）によって石の定数として提案されている値を用いた。

$$\alpha_0 = 1500 \quad (4-19)$$

$$\beta_0 = 1.8 \quad (4-20)$$

なお、Dupuit-Forheimer 則を用いるために必要な粒径 d は、不規則波実験の際に使用した粒径と同様とし、マウンドを $d=0.04\text{m}$ 、被覆石を $d=0.06\text{m}$ とした。慣性力係数 C_M は 1.2 である。マウンドおよび被覆石部分の空隙率 γ_v は 0.44 とした。

数値計算の格子は水路長手方向を x 、高さ方向を y とすると、造波付近の格子間隔を $(\Delta x, \Delta y) = (0.1, 0.05)$ 、堤体付近の格子間隔を $(\Delta x, \Delta y) = (0.025, 0.02)$ として、計算に要する時間の短縮を図っている。なお、計算は造波開始から 25 秒間を行った。

図 4-3 に水深 $h=0.55\text{m}$ 、フーチング長 $b=0.2\text{m}$ 計算時の波圧計算位置を示す。波圧の計算位置は、図 4-3 の○印で示した位置である。数値波動水路 CADMAS-SURF では、実験との比較が容易なように波圧の計測位置を実験での波圧計測位置と同じ配置とした。また、以降の検討においては、図 4-3 の波圧計測②の位置を原点とし、水平方向 x は港外側から港内側に向かう方向を正、鉛直方向 y はマウンド天端から静水面に向かう方向を正とした。表 4-2 に水深およびフーチングが異なる場合の波圧計算位置を示す。

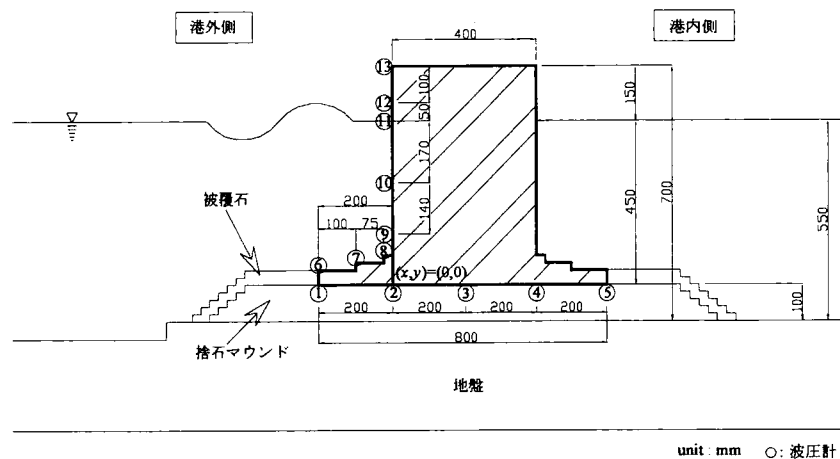


図 4-3 波圧計算位置 ($h=0.55\text{m}$, $b=0.2\text{m}$)

表 4-2 波圧計算位置

数値波動水路CADMAS-SURF												
h	0.4						0.55					
d	0.3						0.45					
b	0		0.2		0.4		0		0.2		0.4	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
①	---	---	-0.20	0.00	-0.40	0.00	---	---	-0.20	0.00	-0.40	0.00
②	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
③	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00
④	0.40	0.00	0.40	0.00	0.40	0.00	0.40	0.00	0.40	0.00	0.40	0.00
⑤	---	---	0.60	0.00	0.80	0.00	---	---	0.60	0.00	0.80	0.00
⑥	---	---	-0.20	0.04	-0.40	0.04	---	---	-0.20	0.04	-0.40	0.04
⑦	---	---	-0.10	0.06	-0.20	0.06	---	---	-0.10	0.06	-0.20	0.06
⑧	---	---	-0.025	0.08	-0.025	0.08	---	---	-0.025	0.08	-0.025	0.08
⑨	0.00	0.14	0.00	0.14	0.00	0.14	0.00	0.14	0.00	0.14	0.00	0.14
⑩	0.00	0.22	0.00	0.22	0.00	0.22	0.00	0.28	0.00	0.28	0.00	0.28
⑪	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	0.45	0.00	0.45	0.00	0.45
⑫	0.00	0.35	0.00	0.35	0.00	0.35	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
⑬	0.00	0.45	0.00	0.45	0.00	0.45	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60

単位 : m

4.3.2 波浪条件の設定

計算の波浪条件を表 4-3 に示す。造波させた波は全て規則波である。ケース名は、 H が波高、 T が周期を表し、これらの後に続く数字がケースで用いた値を示す。また、水深 h は 0.4m と 0.55m の 2 種類としている。数値波動水路ではフーチング長を 3 種類用いたため、ケース名の末尾の数字はフーチング長を示している。

表 4-3 数値計算の波浪条件

CASE	h (m)	H (m)	T (sec)	b (m)
H20T15-40-0	0.40	0.20	1.50	0.0
H20T15-40-2				0.2
H20T15-40-4				0.4
H20T20-40-0			2.00	0.0
H20T20-40-2				0.2
H20T20-40-4				0.4
H20T25-40-0		0.25	2.50	0.0
H20T25-40-2				0.2
H20T25-40-4				0.4
H25T15-40-0			1.50	0.0
H25T15-40-2				0.2
H25T15-40-4				0.4
H25T20-40-0			2.00	0.0
H25T20-40-2				0.2
H25T20-40-4				0.4
H20T15-55-0	0.55	0.20	1.50	0.0
H20T15-55-2				0.2
H20T15-55-4				0.4
H20T20-55-0			2.00	0.0
H20T20-55-2				0.2
H20T20-55-4				0.4
H20T25-55-0		0.25	2.50	0.0
H20T25-55-2				0.2
H20T25-55-4				0.4
H25T15-55-0			1.50	0.0
H25T15-55-2				0.2
H25T15-55-4				0.4
H25T20-55-0			2.00	0.0
H25T20-55-2				0.2
H25T20-55-4				0.4
H25T25-55-0			2.50	0.0
H25T25-55-2				0.2
H25T25-55-4				0.4

なお、波圧の検討に用いる波は、波が堤体に作用し始めてから 3 波目以降の 4 波の比較的安定した波を用いた。

4.4 フーチングに作用する波圧評価方法の妥当性の確認

4.4.1 滑動合成波力のピーク発生位相

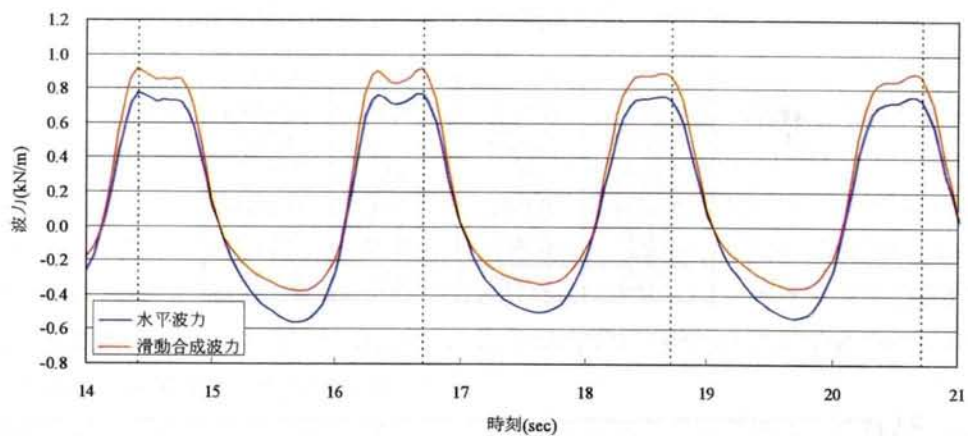
数値波動水路 CADMAS-SURF で計算されたデータを用いて、滑動合成波力の発生位相を検討する。数値計算の解析においても、滑動合成波力については、3.3.2 滑動合成波力の発生位相で示した方法と同様の方法に式(4-21)で算定した。

$$F_D = F_H + \text{sign}(F_H) \mu (F_U - F_C) \quad (4-21)$$

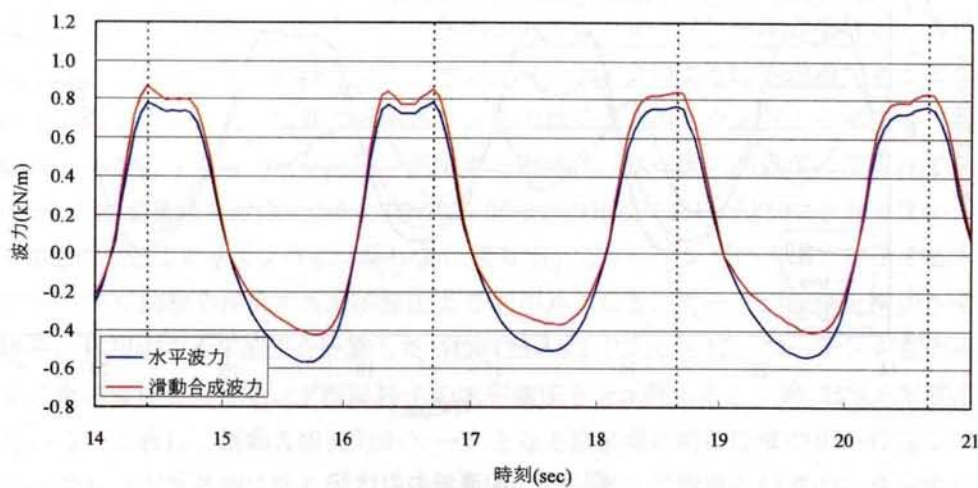
F_D ：滑動合成波力(kN/m)， $\text{sign}(F_H)$ ： F_H が正または0であれば+1，負であれば-1を表す関数， F_U ：揚圧力の合力(kN/m)， F_C ：フーチング上面に鉛直下向きに作用する波力(kN/m)である。 μ ：摩擦係数(=0.6)である。

図4-4にH20T20-55シリーズ(H20T20-55-0，H20T20-55-2およびH20T20-55-4)の滑動合成波力の発生位相を示す。図中の縦軸は波力(kN/m)で横軸(sec)は時刻であり、破線は滑動合成波力が発生している時刻である。

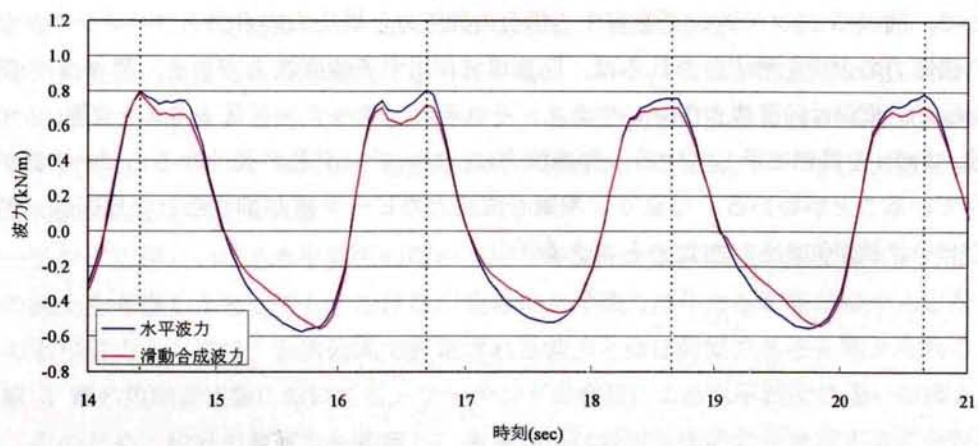
図4-4からもわかるように、滑動合成波力が最大となる位相は、フーチングを有する場合($b=0.2\text{m}$ ， 0.4m)においても、フーチングがない場合と同じように、水平波力が発生する位相と全く同じ時刻である。これは、第3章の3.3.2 滑動合成波力のピーク発生位相で示した滑動合成波力と水平波力がピークとなる位相が同じ時刻であることと一致しており、フーチングを有するケーソンにおいても、防波堤の安定性に対し支配的な波力は水平波力であることが数値計算からも言える。また、このことより、数値波動水路 CADMAS-SURF の計算結果が規則波および不規則波実験の結果を良く再現しているとも言える。ここで、フーチング長 b の違いによる滑動合成波力のピーク値を比較すると、滑動合成波力のピーク値はフーチング長 b が長くなるにしたがい小さくなっていることがわかる。そこで、表4-4に滑動合成波力のピーク値の比較を示す。表4-4は、以降の水平波力、揚圧力および抑圧力の検討で用いる造波した波が数値計算の防波堤モデルに作用してから3波以降の4波の滑動合成波力のピーク値を示している。このピーク値は、図4-4の滑動合成波力の波形と破線の交点の値でもある。表4-4から、検討対象とする4波全てにおいて、フーチング長が長くなるにしたがい、ピーク値が抑えられている。特に、フーチング長 $b=0$ と $b=0.4$ とを比較すると、ピーク値の平均的な減少率は約10%になる。ここで再度、図4-4に着目すると、水平波力は、フーチング長 b の変化に関係せず、ほとんど同じ波形になっている。つまり、滑動合成波力のピーク値が抑えられた原因として、港外側フーチング上面に作用する鉛直下向きの抑圧力の合力と底版から防波堤を押し上げる揚圧力の合力の差が、フーチングがない場合の揚圧力の合力よりも小さくなっていると考えられる。



(a) H20T20-55-0



(b) H20T20-55-2



(c) H20T20-55-4

图 4-4 滑動合成波力 (H20T20-55)

表 4-4 滑動合成波力のピーク値 (H20T20-55)

	$b=0.0$ (kN/m)	$b=0.2$ (kN/m)	$b=0.4$ (kN/m)
1波目	0.920	0.868	0.782
2波目	0.922	0.857	0.715
3波目	0.898	0.845	0.700
4波目	0.897	0.839	0.712
平均	0.909	0.852	0.727

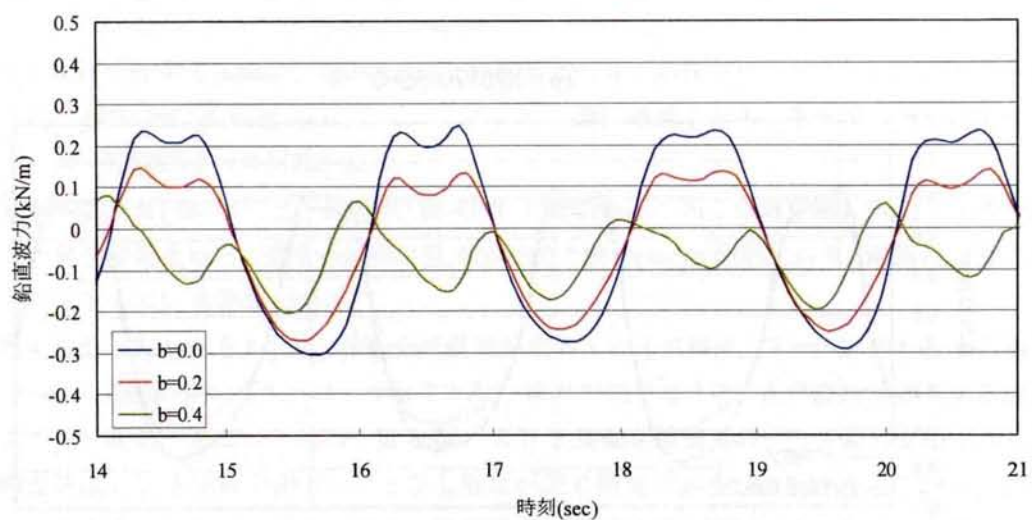


図 4-5 鉛直波力の比較

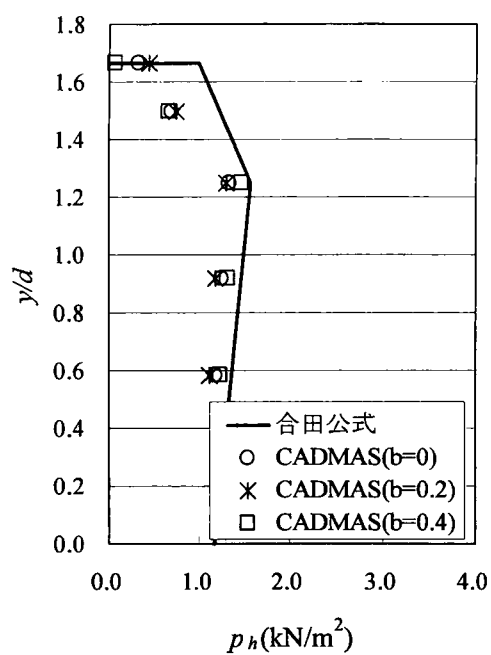
そこで、図 4-5 にフーチングを有する場合の抑圧力と揚圧力の合力とフーチングがない場合の揚圧力の合力を示す。これらは、防波堤に作用する鉛直波力である。図 4-5 の横軸は時刻(sec)，縦軸は鉛直波力(kN/m)である。それぞれ、フーチング長 $b=0.0$ を青線， $b=0.2$ を赤線， $b=0.4$ を緑線で示している。鉛直波力は、フーチング長が長くなるとピーク値が抑えられていることがわかる。つまり、滑動合成波力のピーク値が抑えられた原因は、鉛直波力のピーク値が抑えられたためと言える。

4.4.2 フーチング基部付近の水平波圧特性

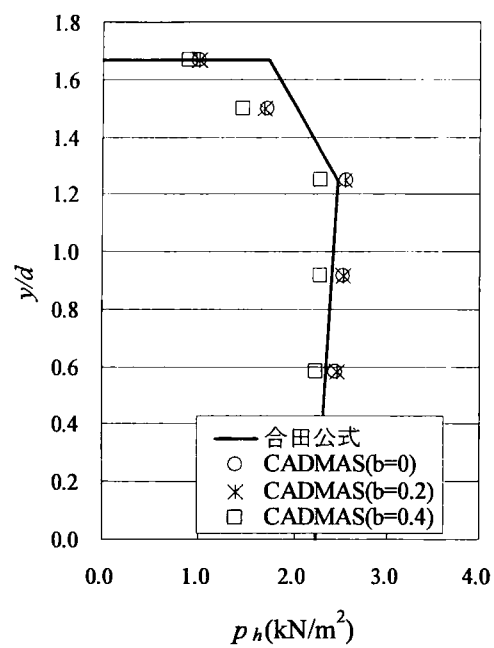
図 4-6, 図 4-7 および図 4-8 に水平波圧分布を示す。図中の縦軸は計算上での任意計測点 y を前面水深 d で除した値, 横軸は水平波圧 $p_h(\text{kN/m}^2)$ である。図中のプロットは, 各フーチング長における CADMAS-SURF より得られる水平波圧で, ○印はフーチング長 0m, *印はフーチング長 0.2m, □印はフーチング長 0.4m である。図中の実線は合田公式 (Goda,1974) である。また, 図 4-7 (d) の H20T25-55-2 についてのみケーソン前壁を横切る全ての計算格子 (図 4-7 (d) の H20T25-55-2 の水平波圧分布右上の計算断面図に示す前壁の太線部) に作用する水平波圧を示した。

水平波圧は, 全体を通じ, 合田公式と良好な一致であることがわかる。しかし, フーチングを有する場合のフーチング近傍における水平波圧は, フーチングがないものと比較して, 若干ではあるが増加している。この原因としては, ケーソン前面の条件が, 透過なマウンドであれば僅かな圧力の抜けが生じるが, フーチングのように不透過である場合は, 圧力がそのままフーチング前壁に伝達され, 圧力は不透過のマウンドよりも微増すると考えられる。しかしながら, 水平波圧が増加する範囲は, フーチング近傍に限られており, さらに, その増加量は H20T25-55-0 と H20T25-55-2 との比較において約 3% と非常に小さい。また, H20T25-55-2 に示すように, 港外側に張り出したフーチングの先端で作用する水平波圧は, ケーソン前壁で作用する水平波圧よりも小さくなる。ケーソン前壁を横切る全ての計算格子に作用する水平波圧を計算した H20T25-55-2 においては, フーチング基部格子に作用する水平波圧とフーチング前趾格子の水平波圧とを比較すると, 約 25% 水平波圧が低減している。これは, 滑動合成波力がピークとなる防波堤の前壁に波の山が作用している際, フーチングが港外側に張り出しているためにフーチング端部の鉛直面に作用する水平波圧が波の位相差の影響により小さくなったためである。数値波動水路 CADMAS-SURF においては, フーチングを階段状にしかモデル化することができない。そのため, フーチング端部の鉛直面の波圧分布も階段状になっている。しかし, 実際の防波堤に用いられるフーチングは, フーチング端部の天端とフーチング基部の天端を直線で結んだ形状であるため, 水平波圧はフーチング端部から基部にかけて連続的に増加し, フーチング基部で水平波圧と同値になると考えられる。

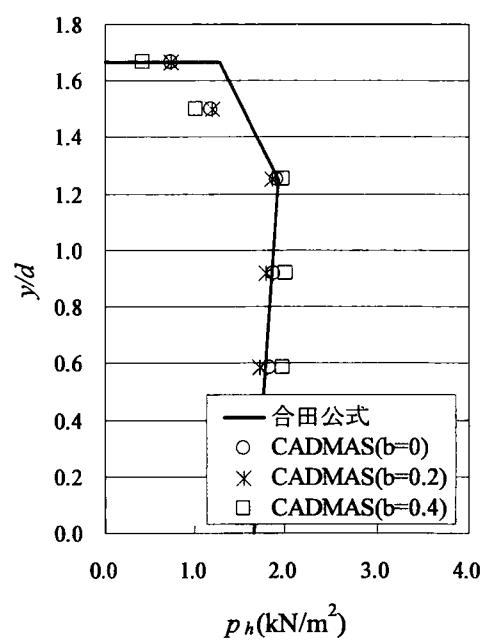
フーチング近傍における水平波圧の僅かな増加やフーチング端部の鉛直面における水平波圧の減少を考慮したとしても, これらが全体の水平波力に与える影響はほとんどなく, 全体の水平波力としては, 合田公式で算定される波力とほぼ同様であると考えられる。また, 第 3 章の規則波実験においても, フーチングの有無による水平波圧の違いはほとんどない。そのため, 設計の簡便さを考慮し, 水平波圧は合田公式により算定することが可能であると考えられる。



(a) H20T15-40

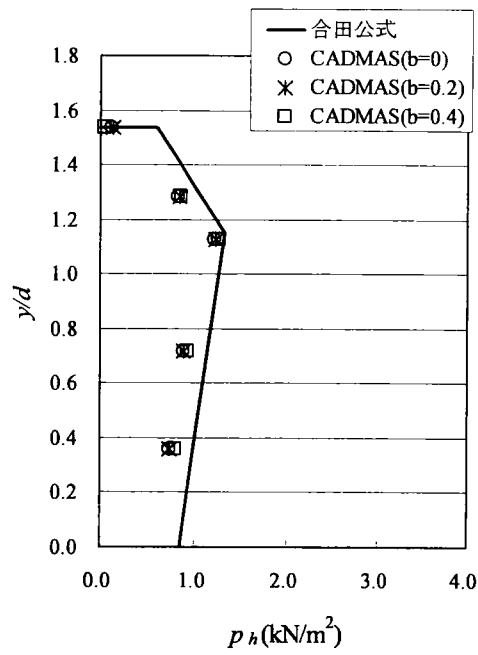


(c) H20T25-40

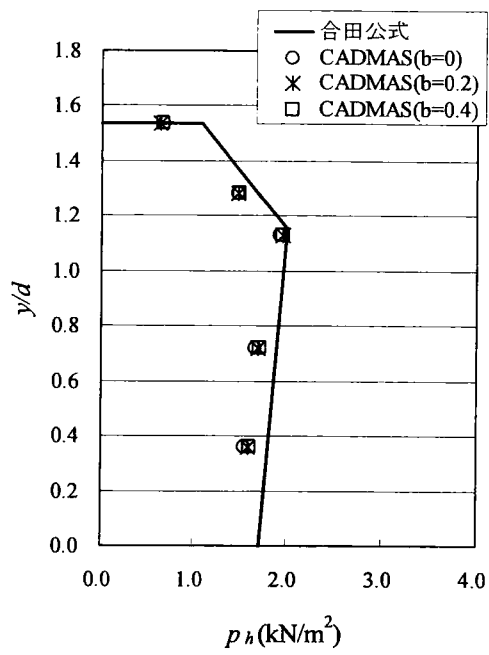


(b) H20T20-40

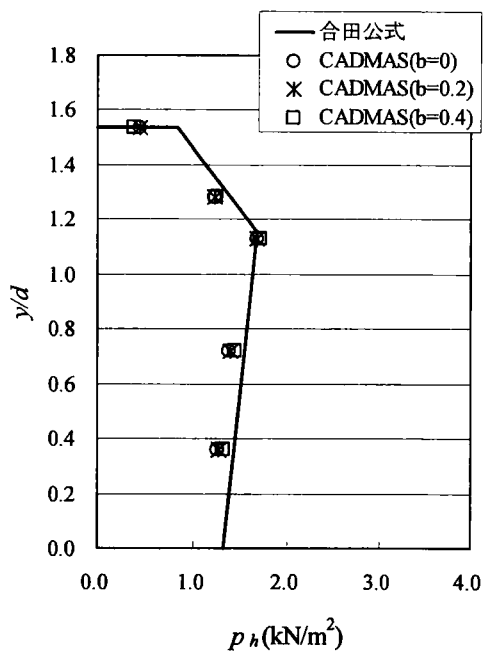
图 4-6 水平波压分布 ($h=0.4\text{m}$)



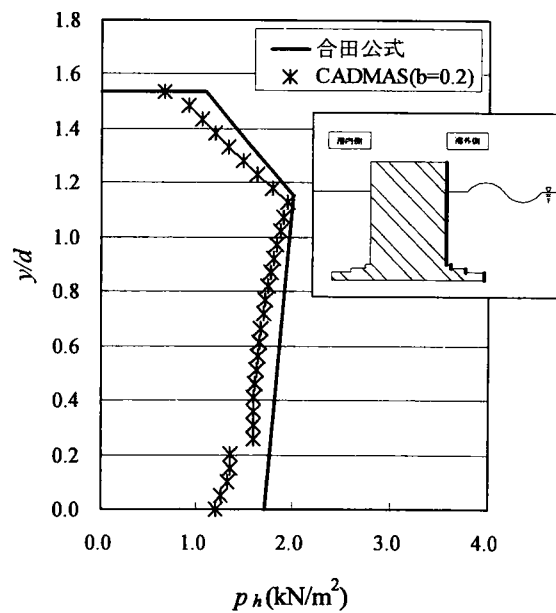
(a) H20T15-55



(c) H20T25-55

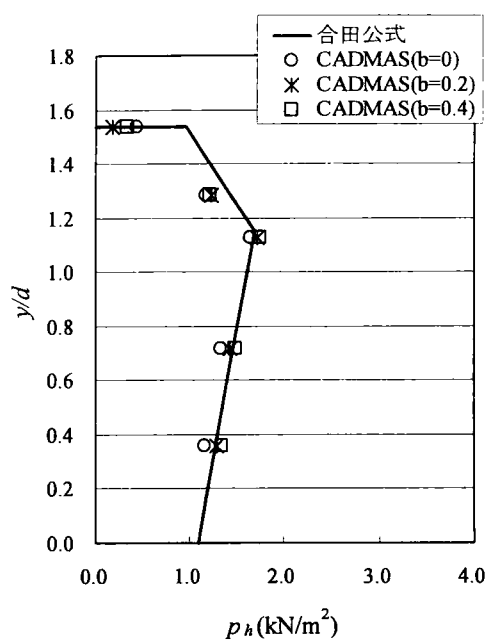


(b) H20T20-55

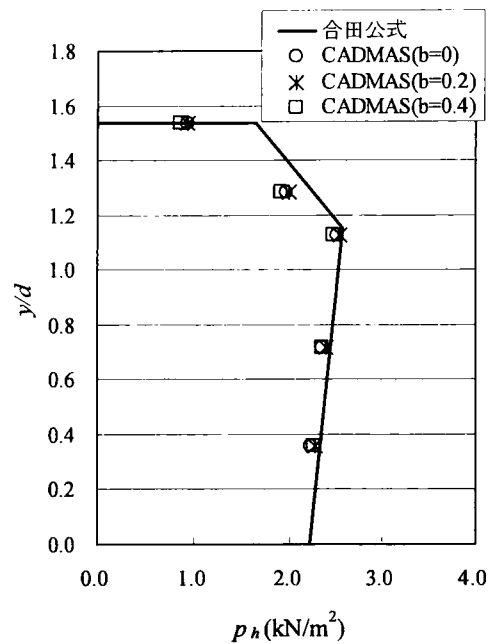


(d) H20T25-55-2 (全水平波压表示)

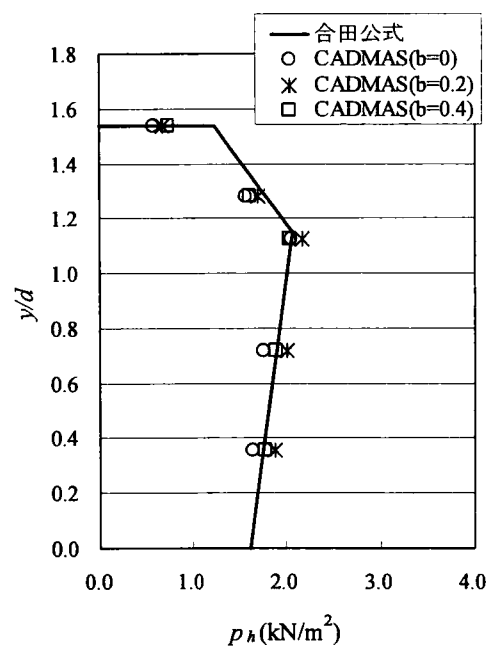
图 4-7 水平波压分布 ($H=0.2\text{m}$, $h=0.55\text{m}$)



(a) H25T15-55



(c) H25T25-55



(b) H25T20-55

图 4-8 水平波压分布 ($l=0.25\text{m}$, $l=0.55\text{m}$)

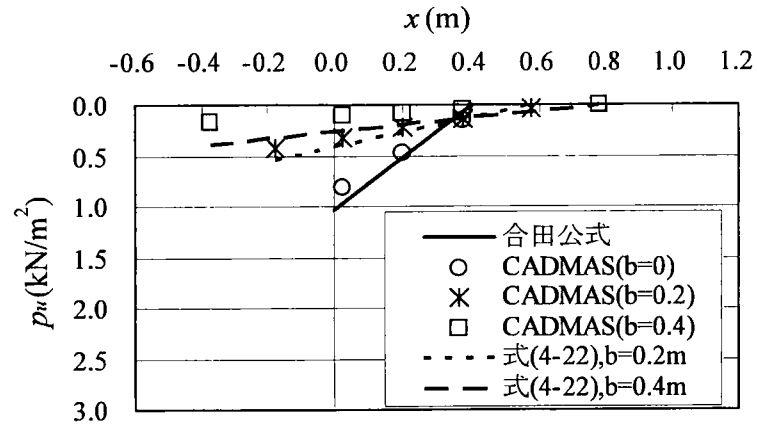
4.4.3 前趾揚圧力の評価方法との対比

数値波動水路 CADMAS-SURF により得られた揚圧力分布を図 4-9, 図 4-10 および図 4-11 に示す. 図中の縦軸は揚圧力 $p_u(\text{kN/m}^2)$, 横軸は任意計測点 $x(\text{m})$ であり, ケーソンモデルの前壁は, 図中の $x=0.0(\text{m})$ で, x が負の領域は港外側フーチングの揚圧力を示している. 図中のプロットは, 水平波圧分布と同様で, ○印はフーチング長 0m, *印はフーチング長 0.2m, □印はフーチング長 0.4m である. また, 図中の実線は合田公式であり, 破線は第 3 章の規則波および不規則波実験より得られた式(4-22)である.

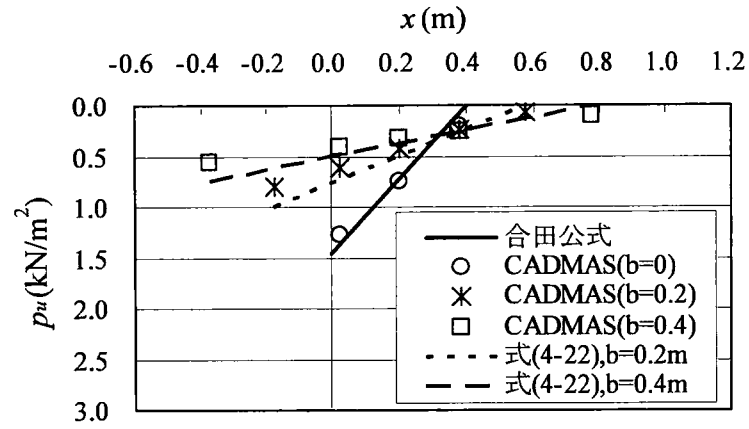
$$\frac{p_{ue}}{p_u} = 0.7 \exp\left(-11 \frac{b}{L}\right) + 0.3 \quad (4-22)$$

ここに, p_{ue} : フーチング前趾の揚圧力(kN/m^2), p_u : 合田公式の揚圧力(kN/m^2), b : フーチング長(m), L : 波長(m)である.

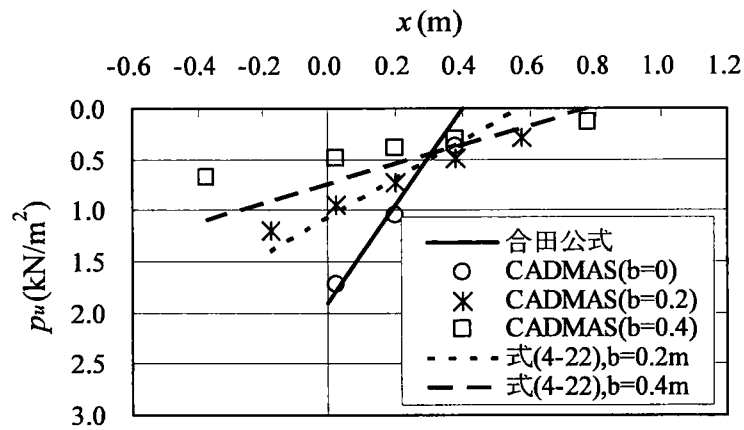
図 4-9, 図 4-10 および図 4-11 よりフーチングがない場合, 数値波動水路 CADMAS-SURF で計算を行った揚圧力は, 前趾で若干合田公式よりも小さくなっているものの, ほぼ合田公式と一致している. そのため, 合田公式の揚圧力分布が数値波動水路 CADMAS-SURF によって良好に再現されていると言える. ここで, 揚圧力の分布形状に着目すると, フーチングの有無に関わらず揚圧力分布は, 港外側フーチング前趾を最大の揚圧力, 後趾を 0 とする三角形分布となっていることが分かる. つまり, 揚圧力の合力は, 前趾揚圧力と港外および港内フーチングを含む底版全体幅の積として算定することができる. これは, 第 3 章で示した規則波, 不規則波実験と同様の方法であり, フーチングを有する場合の揚圧力分布においても, 数値波動水路 CADMAS-SURF によって良好に再現されていることがわかる. また, フーチング長の違いによる前趾揚圧力の値を比較すると, フーチング長 0.2m と 0.4m の前趾揚圧力は, 合田公式およびフーチング長 0m の前趾揚圧力よりも小さく, さらにフーチング長 0.2m と 0.4m を比較すると, 0.4m の方が 0.2m の前趾揚圧力よりも小さい. これより, フーチング長が長いほど, 波の位相差の影響により前趾揚圧力が低減すると考えられる. この傾向についても実験と同様であり, これからも CADMAS-SURF から得られる計算結果が妥当であると言える. さらに, 数値波動水路 CADMAS-SURF から得られた揚圧力と規則波および不規則波実験から導かれた式(4-22)とを比較すると, 揚圧力はいずれも式(4-22)よりも小さくなっている. 式(4-22)は, 不規則波実験の前趾揚圧力が規則波実験の前趾揚圧力よりも大きくなったため, 規則波実験の前趾揚圧力の算定式を修正した式である. そのため, 数値波動水路 CADMAS-SURF より得られた前趾揚圧力の特性を図 4-12 に示す.



(a) H20T15-40

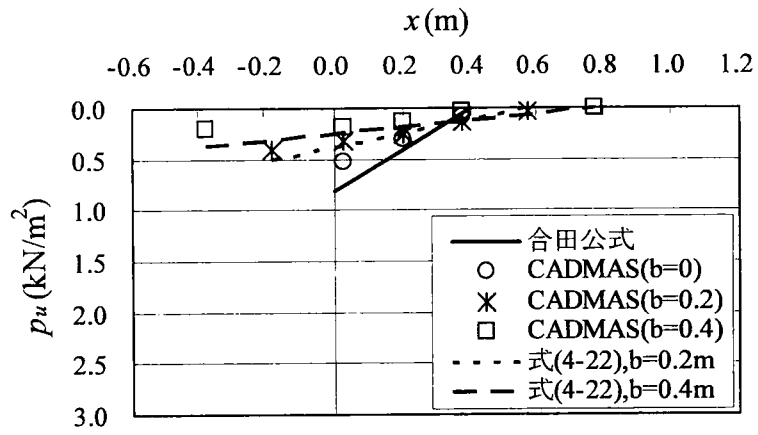


(b) H20T20-40

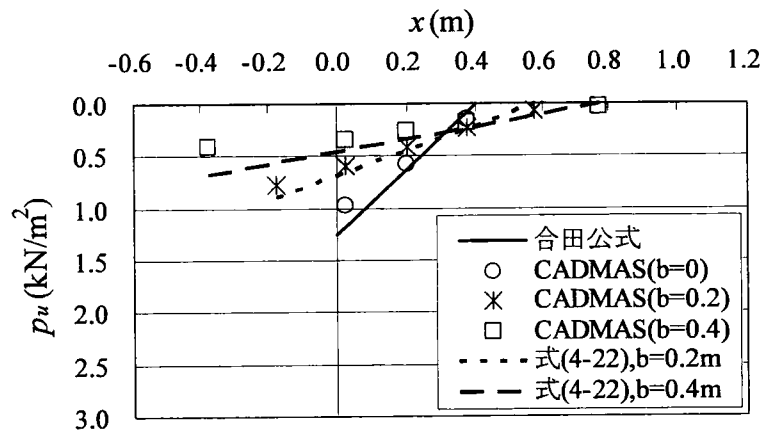


(c) H20T25-40

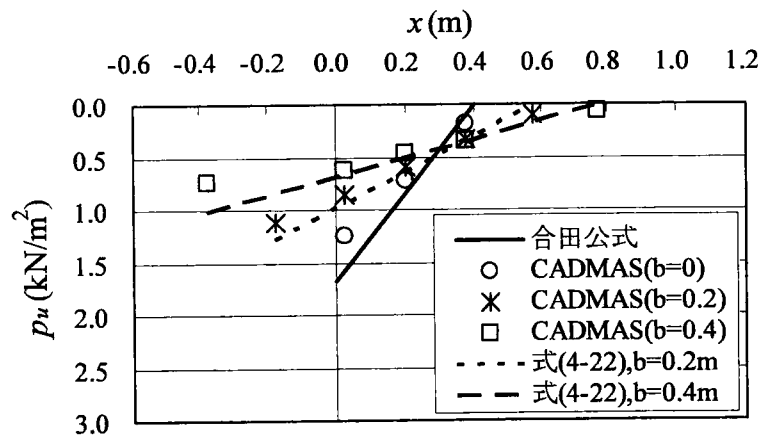
图 4-9 揚圧力分布 ($l=0.2\text{m}$, $l=0.4\text{m}$)



(a) H20T15-55

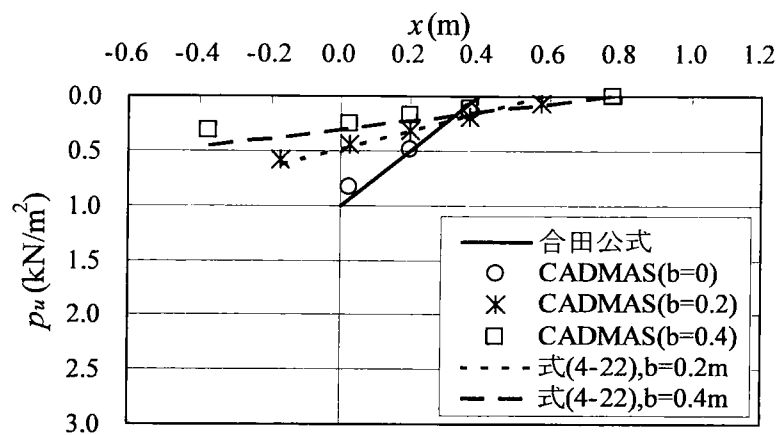


(b) H20T20-55

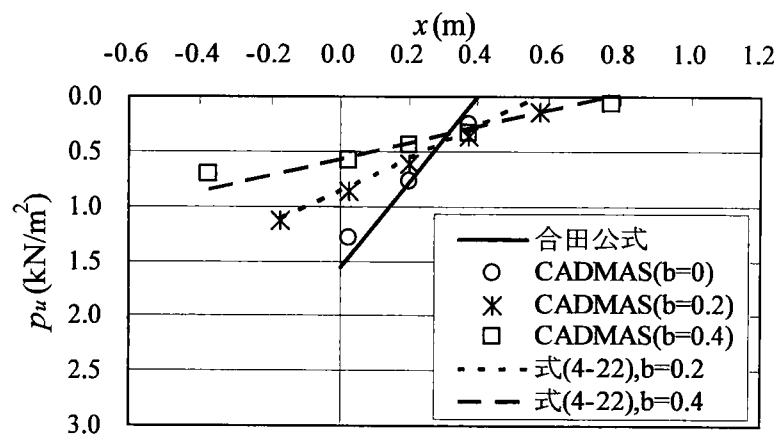


(c) H20T25-55

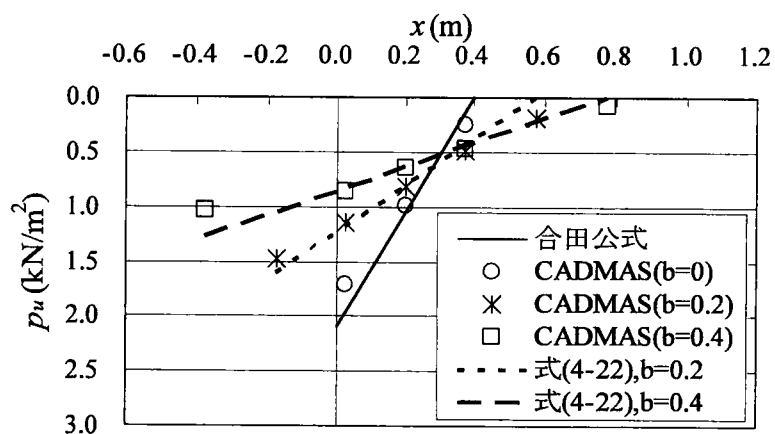
图 4-10 揚圧力分布 ($H=0.2$ m, $h=0.55$ m)



(a) H25T15-55



(b) H25T20-55



(c) H25T25-55

图 4-11 揚圧力分布 ($h=0.25\text{m}$, $l=0.55\text{m}$)

図 4-12 の縦軸は、前趾揚圧力 p_{ue} を合田公式より得られる前趾揚圧力 p_u で除した値である。横軸は、フーチング長 b を波長 L で無次元化している。また、図 4-12 には、式(4-22)および規則波実験のみから得られた式(4-23)をそれぞれ破線と実線で示した。

$$\frac{p_{ue}}{p_u} = 0.7 \exp\left(-15 \frac{b}{L}\right) + 0.3 \quad (4-23)$$

数値波動水路 CADMAS-SURF から得られる前趾揚圧力は、規則波および不規則波実験より得られた式(4-22)よりも全体的に小さく、フーチングが長くなるにしたがい、式(4-22)との差は大きくなっている。しかし、規則波実験から導かれた式(4-23)には、フーチング長が長い場合で、若干の差が生じるものの、式(4-23)により前趾揚圧力の特性を表現できている。

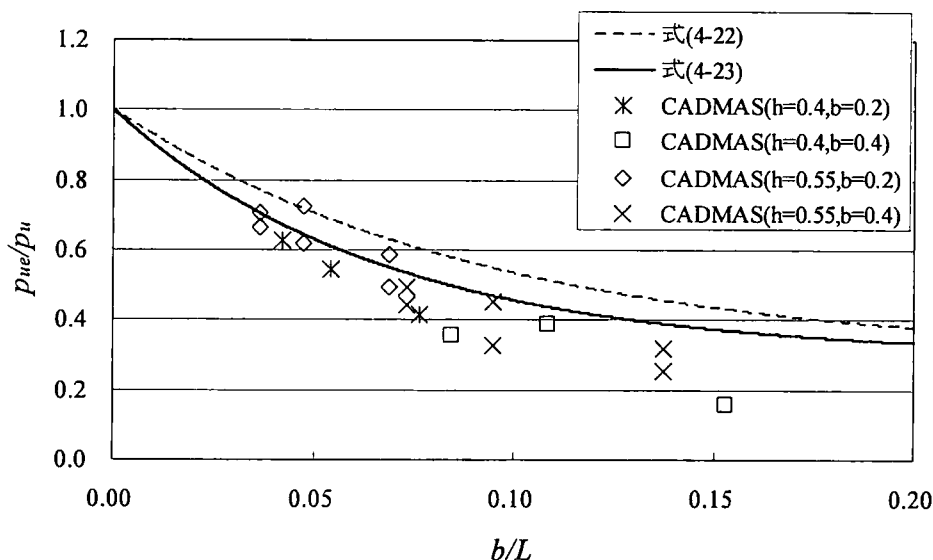


図 4-12 前趾揚圧力の特性

不規則波実験の前趾揚圧力が規則波よりも大きくなった原因の一つとして、第 3 章に示したように、不規則波実験の解析で用いた周期は、500 波中の上位 20 波の平均周期であり、波高のようにレーリー分布から得られる理論値とは性質が異なる。そのため、不規則波実験で用いた周期が、本来見積もるべき周期よりも小さかった可能性がある。しかしながら、式(4-22)で前趾揚圧力を算定することにより、防波堤の必要重量は、式(4-23)で前趾揚圧力を算定した場合より上回り、滑動抵抗性が大きくなる安全側の設計となる。揚圧力のばらつきを考えると、前趾揚圧力は式(4-22)による算定でもよい。

4.4.4 抑圧力評価方法との対比

抑圧力は、フーチング上面に鉛直下向きに作用する波圧で、防波堤の前面に波の山がある場合、防波堤を安定化させる波力となる。そのため、抑圧力を適切に評価することにより、防波堤の重量を軽量化することが可能である。第3章においては、規則波および不規則波実験の結果を踏まえ、抑圧力に関する評価式を式(4-24)で表現した。

$$\frac{p_c}{p_b} = \min \left\{ 0.7, 0.7 \exp \left(20 \frac{x}{L} \right) + 0.3 \right\} \quad (4-24)$$

ここに、 p_c ：フーチング上面に作用する抑圧力(kN/m²)、 p_b ：フーチング基部と前壁の交点に作用する水平波圧(kN/m²)、 L ：波長(m)、 x ：フーチング上面の任意の点(m)である。

抑圧力については、既往の研究から2つの評価方法が提案されている。その一つは、酒井らが $0.286 < h/L < 0.750$ の大水深重複波を対象としたもので、式(4-25)で表される（酒井ら，1998；渡邊ら，2003）。

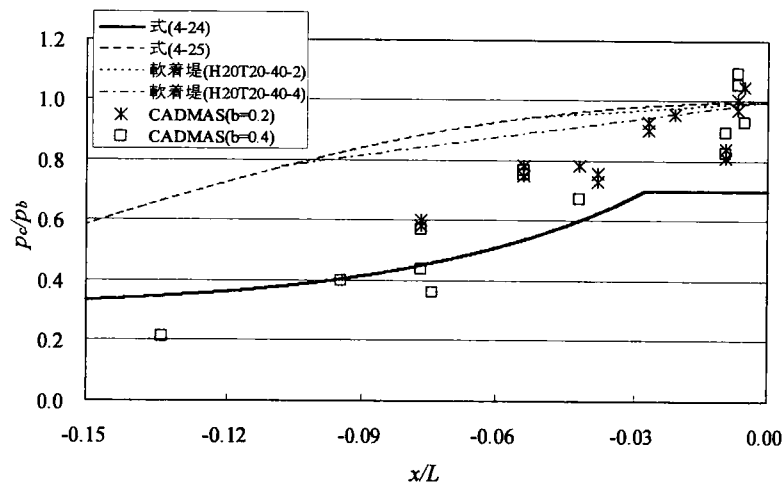
$$\frac{p_c}{p_b} = \cos(kb) \quad (4-25)$$

ここに、 k ：波数($=2\pi/L$)、 b ：フーチング長(m)である。

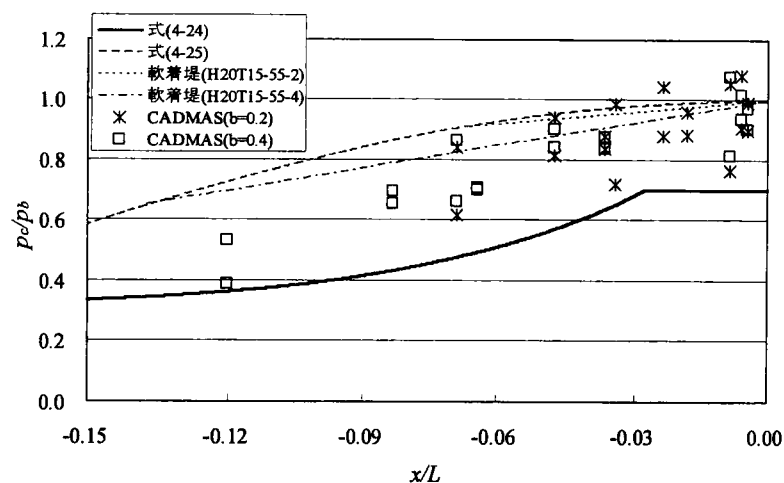
式(4-25)は、防波堤の前壁をピーク値とし、フーチング端部に近づくにしたがい抑圧力が三角関数で低減することを表している。もう一つの抑圧力の評価方法は、軟弱地盤着定式防波堤（以降、軟着堤と略す）の底版に作用する波圧の評価方法である。軟着堤の評価方法は、フーチング基部と前壁の交点に作用する水平波圧 p_b を式(4-25)により算定したフーチング端部の抑圧力 p_c と結んだ台形分布とする。以下に数値波動水路 CADMAS-SURF によって得られる抑圧力を上記の3つの評価方法と比較し、評価方法としての妥当性を検証する。

数値波動水路 CADMAS-SURF より計算される抑圧力を図4-13に示す。図中の縦軸は、抑圧力 p_c をフーチング基部の水平波圧 p_b で除した値である。また、横軸はフーチング上の任意の計測点 x を波長 L で無次元化した値である。図中の実線および破線は、それぞれ式(4-24)、式(4-25)である。数値波動水路 CADMAS-SURF から得られた抑圧力分布は、いずれの値も式(4-24)と式(4-25)の間に分布している。さらに、 x/L が小さくなるにしたがい、数値波動水路 CADMAS-SURF の抑圧力は、式(4-25)との差が大きくなる。ここで、水深 h の違いによる抑圧力分布を比較すると、水深 $h=0.4\text{m}$ の抑圧力分布は、式(4-24)と比較的類似した分布形状であるとともに、抑圧力の値も式(4-24)と同程度である。しかしながら、第3章で示した規則波実験や不規則波実験で見られたフーチング長 $b=0.2$ における抑圧力の一様化現象は数値波動水路 CADMAS-SURF で再現できておらず、フーチング基部と前壁前面の

交点における水平波圧 p_b と同値，つまり $p_c/p_b=1$ となる分布形状を呈している．一方，水深 $h=0.55\text{m}$ の場合は，全体的に式(4-24)よりも大きな抑圧力が発生していることがわかる．さらに，分布形状は水深 $h=0.4\text{m}$ の場合と比較して，急激な抑圧力の減少は見られず相対的に穏やかな減少であることがわかる．また，水深 $h=0.55\text{m}$ の場合においても基部付近における波圧の一樣化現象は見られなかった．抑圧力の評価方法としては，防波堤の前壁に波の山がある場合，抑圧力は防波堤を滑動安定化させる力となるため，式(4-25)や軟着堤の方法により行くと抑圧力を過大に見積もることとなり，防波堤の滑動安定性は危険側の設計になると考えられる．さらに，図 4-13 から式(4-24)は，基部付近での抑圧力以外は，抑圧力分布を比較的良好に再現している．式(4-24)は基部付近における抑圧力のほぼ下限値を示している．このことから，抑圧力の評価方法は式(4-24)が妥当であると考えられる．



(a) 水深 $h=0.4\text{m}$



(b) 水深 $h=0.55\text{m}$

図 4-13 抑圧力分布

4.4.5 抑圧力分布形状の検討

4.4.4において、抑圧力を式(4-24)で評価することにより、その合力を適切に推定できることが確認できた。しかしながら、式(4-24)の分布形状は、防波堤の前壁に波の山が作用した際に通常考えられる三角関数の分布形状とは異なる。この相違は、防波堤の断面を決定する上で、滑動および転倒安定性に違いを生じさせる。通常、フーチングを有するケーソンにおいて、転倒モーメントの基点は港内側フーチング後趾として考えられる。そのため、抑圧力分布形状が異なると抑圧力の重心位置が変化し、転倒安定性を適切に評価することができなくなる。

式(4-24)は、第3章で示したように規則波実験および不規則波実験の結果をもとに導出しており、実験結果の近似式である。しかし、前述したように、式(4-24)によって適切に合力を算定できるとしても、滑動および転倒安全性を検証するためには式(4-24)の分布形状についての検討を行う必要がある。

圧力は方向性を有せず放射状に力が均一であることを考えると、フーチング基部においては、フーチング基部に作用する水平波圧と同じ大きさの抑圧力が鉛直下向きに作用し、フーチング基部からフーチング端部に近づく (x/L が小さくなる) にしたがって、圧力を発生させている波に位相差が生じ、抑圧力も式(4-25)で表される形が一般的であると考えられる。しかしながら、規則波実験、不規則波実験および CADMAS-SURF においても、抑圧力は式(4-25)を下回る分布形状となった。さらに、フーチング基部からフーチング端部に近づくにしたがい、式(4-25)との差異は大きくなる。抑圧力分布が式(4-25)と異なる原因としては、港外側のマウンドの存在や透水性によりもたらされる波浪変形と考えられる。式(4-25)は、マウンドの存在や透過であるといった特性を考慮しない場合、つまり、マウンドがない場合に考えられる波浪の状態であり、マウンドがある特性を持って存在する場合には、波浪に変化が生じると考えられる。そのため、抑圧力分布がフーチング端部に近づくにしたがい式(4-25)から減衰する理由としては、フーチングとマウンドの接続部において、透過性のあるマウンドによって圧力が減少し、その減少がフーチング上面まで影響して抑圧力を低減させる可能性や、マウンドの存在や不透過なフーチングによりケーソン前面からフーチング端部の波形が変形することにより波圧が減少する可能性が考えられる。

上記を考慮し数値波動水路 CADMAS-SURF のモデルの特性を変化させて検討を実施した。表 4-5 に計算に用いる CADMAS-SURF の波浪条件および解析モデルを示す。表 4-5 の略号は次の通りである。 h : 水深(m), H : 波高(m), T : 周期(sec), b : フーチング長(m)である。波浪条件は、 $H=0.25\text{m}$, $T=2.00\text{sec}$ とした。解析モデルは、 $b=0.2\text{m}$ および $b=0.4\text{m}$ に、マウンドの透過性の影響を検証するためにマウンドを不透過にしたモデルとマウンドやフーチングの存在の影響による違いを検証する直立堤のモデルの 2 つを加えた。ケース名は、マウンド不透過モデルを IM, 直立堤モデルを VW として末尾に付けている。また、表 4-5 には、数値波動水路 CADMAS-SURF で用いた解析モデル図を併せて示した。解析モデル図

の白色部分は不透過体、灰色部分は透過体を示している。そのため、通常のモデルでは灰色のマウンドと被覆石が、マウンド不透過モデル(IM)においては白色に変化している。さらに、直立堤モデル(VW)では、マウンドおよび被覆石が存在していない。なお、静水面の位置は、ケーソンモデル上方を横切る白線である。

表-4-5 解析条件


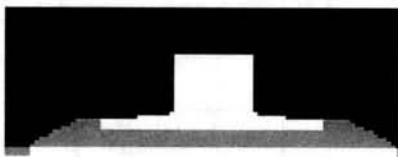


CASE	h (m)	H (m)	T (sec)	b (m)	解析モデル
H25T20-40-2	0.40	0.25	2.00	0.2	
H25T20-55-2	0.55				
H25T20-40-4	0.40			0.4	
H25T20-55-4	0.55				
H25T20-40-IM	0.40			—	
H25T20-55-IM	0.55				
H25T20-40-VW	0.40			—	
H25T20-55-VW	0.55				

表 4-5 に示すマウンド不透過モデル(IM), 直立堤モデル(VW)は, 地形が不透過体であるため, 揚圧力が発生しない. そのため, 表 4-3 のモデルで算定した滑動合成波力の算定方法と表 4-5 で示したモデルの滑動合成波力の算定方法は異なる. しかしながら, 図 4-4 で示したように滑動合成波力のピークが発生する位相は, 水平波力がピーク値をとる時刻と一致するため, マウンド不透過モデル(IM), 直立堤モデル(VW)においても滑動合成波力のピークが発生する位相は, 水平波力がピークとなる時刻と一致すると考えられる. そのため, マウンド不透過モデル(IM)および直立堤モデル(VW)の解析に用いる波は, 水平波力がピークとなる時刻における波圧応答値を用いてデータ処理を行った. なお, 波の数は防波堤モデルに作用してから 3 波以降の 4 波を用いた.

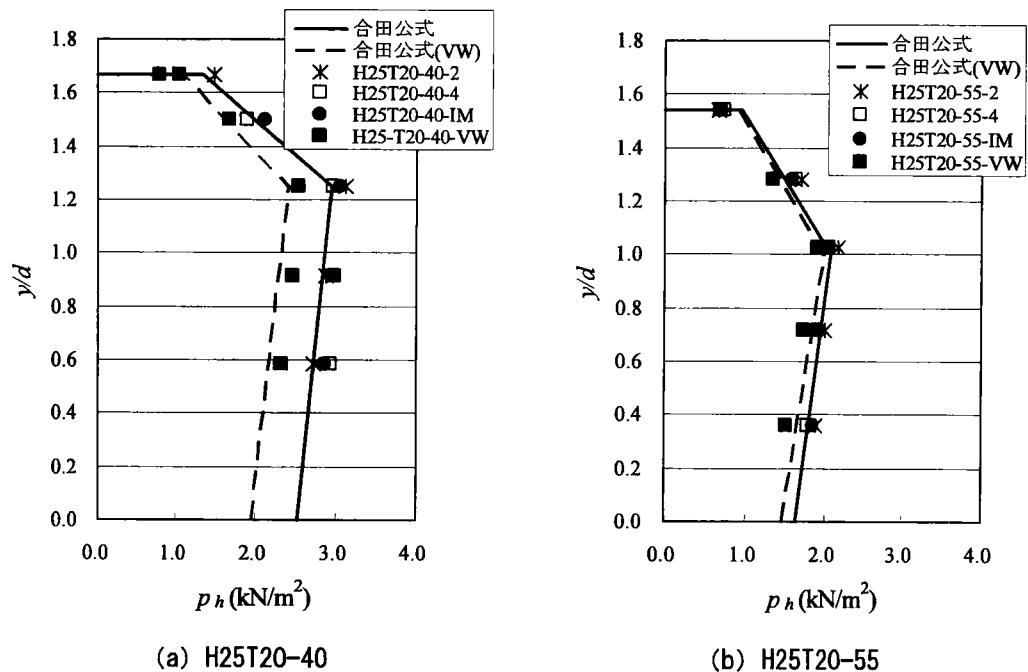
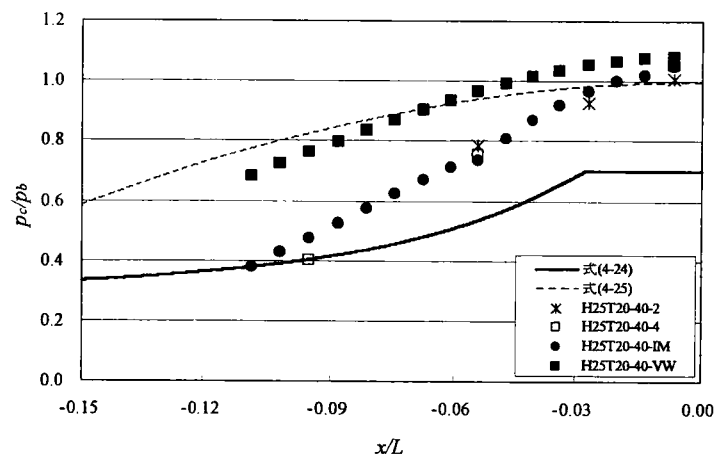
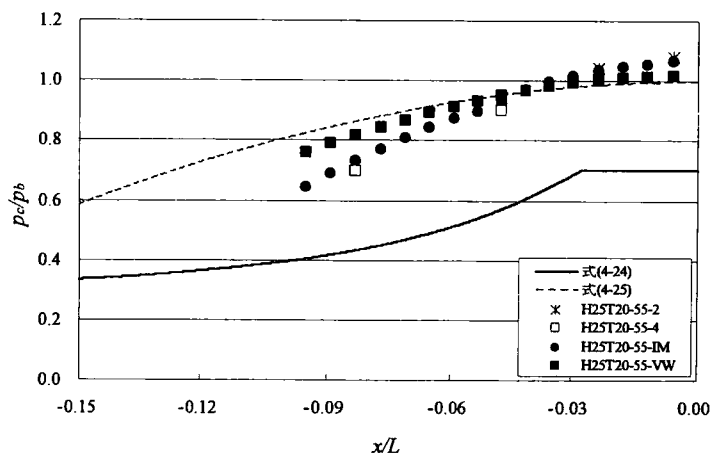


図 4-14 水平波圧分布

図 4-14 にモデルを変化させた場合の水平波圧分布を示す. 図中の縦軸は, 任意計測点 y を前面水深 d で無次元化している. また, 横軸は数値波動水路 CADMAS-SURF の水平波圧の計算結果である. また, 図中の実線および破線は, それぞれマウンドを有する場合の合田公式とマウンドを有しない場合の合田公式を表している. 図 4-14 より, マウンド不透過モデル(IM)は, フーチングを有する場合の計算結果と一致しており, さらにマウンドを有する場合の合田公式とも概ね一致している. 一方, マウンドを有しない場合, CADMAS-SURF による計算値は, 水深 $h=0.4\text{m}$ で水平波圧が合田公式よりも若干全体的に大きくなる傾向があるものの, 水深 $h=0.55\text{m}$ では合田公式に一致している. これより, 水平波圧分布は, フーチング前趾より港外側のマウンドの透過性にはほとんど関係しないと考えられる.



(a) 水深 $h=0.4\text{m}$

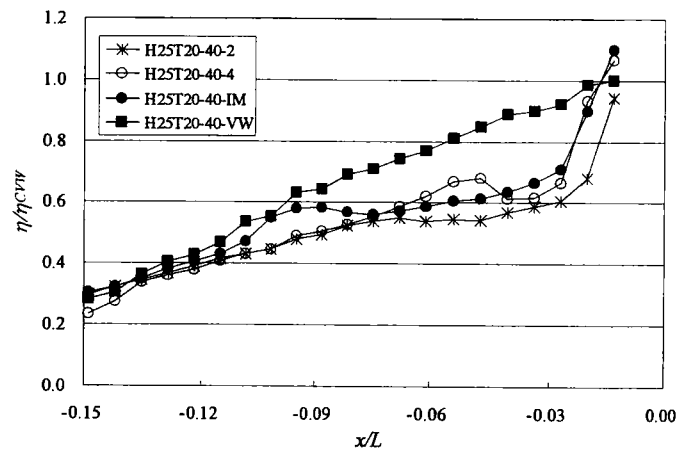


(b) 水深 $h=0.55\text{m}$

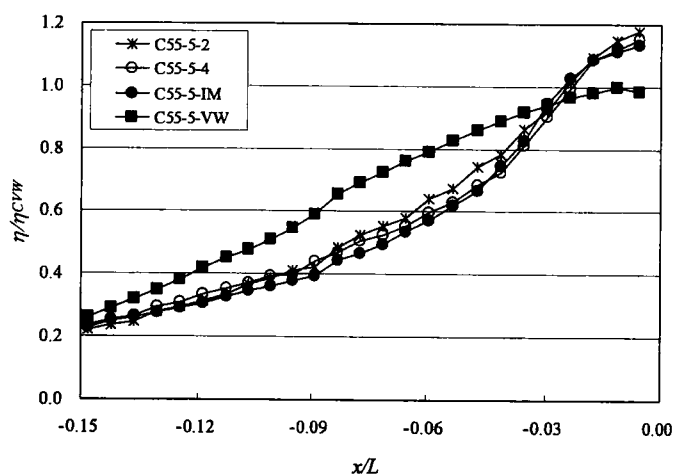
図 4-15 抑圧力分布

図 4-15 にモデルを変化させた場合の抑圧力分布を示す。図中の縦軸、横軸ともに図 4-13 と同様である。直立堤モデル(VW)の縦軸は、計算結果の抑圧力 p_c を合田公式から得られる堤体前壁と地盤の交点の水平波圧 p_b で、マウンド不透過モデル(IM)は、合田公式から得られる堤体前壁とフーチングを模擬した部分の基部交点の水平波圧 p_b で除している。また、プロットは、*印はフーチング長 0.2m, ○印はフーチング長 0.4m, ●印はマウンド不透過モデル(IM), ■印は直立堤モデル(VW)であり、実線は式(4-24), 破線は式(4-25)である。図 4-15 の水深 $h=0.4\text{m}$ においてフーチング基部付近の抑圧力が 1 を上回っているのは、図 4-14 で水深 $h=0.4\text{m}$ の水平波圧が合田公式の分布よりも大きくなっているためである。そのため、水平波圧分布が比較的合田公式と一致している水深 $h=0.55\text{m}$ においては、基部付近で p_c/p_b が 1 に近い値となっている。ここで、抑圧力の分布形状に着目すると、マウンド不透過モ

デル(IM)の水深 $h=0.4\text{m}$, 水深 $h=0.55\text{m}$ とともに, 抑圧力分布はフーチング端部に向かうにしたがって大きく減衰し, 抑圧力は式(4-24)と式(4-25)の中間に位置している. また, マウンド不透過モデル(IM)は, 通常のマウンドが透過であるモデル(H25T20-40-2, H25T20-40-4, H25T20-55-2, H25T20-55-4)と一致している. これは, 抑圧力分布形状がマウンドの透過性とは関係しないことを示している. 一方, 直立堤モデル(VW)は, 水深に関係せずフーチング基部から端部に近づくにしたがい三角関数で抑圧力が減衰する. この傾向は, 式(4-25)と一致している. また, マウンドを有するケースの抑圧力分布形状を水深の違いで比較すると, 水深 $h=0.55\text{m}$ では, 抑圧力の値は式(4-25)よりも小さいが, 分布形状は三角関数に類似している. しかし, 水深 $h=0.4\text{m}$ では, フーチング基部から端部に近づくにしたがい急激な減衰を呈している.



(a) 水深 $h=0.4\text{m}$



(b) 水深 $h=0.55\text{m}$

図 4-16 波形の比較

図 4-16 に図 4-15 と同時刻における防波堤前壁($x/L=0.0$)から港外側 $x/L=-0.15$ の領域における波浪の変化を示す。図 4-16 の縦軸は、各ケースにおける沖側の水面位置 η を直立堤モデル(VW)で最も高い位置にある水面 η_{cVW} で除した値で、横軸は波形の任意計測点 x を波長 L で無次元化した値である。マウンドを有するケースは、いずれもフーチング端部に近づくにしたがい急激に減衰する波形を呈している。一方、直立堤モデル(VW)は、比較的穏やかな減衰となっている。これらの形状は、指数関数的な分布形状となる抑圧力分布と類似しており、マウンドの存在や形状による波浪変形が抑圧力分布形状を決定すると考えられる。さらに、抑圧力を示す図 4-13 および図 4-15 の縦軸は、滑動合成波力が最大となる時刻において、フーチングに作用する抑圧力 p_c を同時刻に発生しているフーチング基部の水平波圧 p_b で除している。つまり、マウンドを有する場合は、マウンドがない場合よりも防波堤前面で波形が尖り、波圧が大きくなると考えられる。そのため、マウンドを有する場合の抑圧力分布は、マウンドがない場合の抑圧力分布よりも、より急激な減衰を呈することになる。これらのことから、抑圧力はフーチング端部に向かうに従って指数関数的に減衰する分布形状になっており、フーチングを有する混成式防波堤における抑圧力の算定では、フーチング端部における波浪変形による抑圧力の減衰を考慮する必要がある。

4.5 結語

本章では、数値波動水路CADMAS-SURFを用いて、フーチングを有するケーソンに作用する波圧を検証し、規則波および不規則波実験より導かれた揚圧力、抑圧力の評価式の妥当性を確認した。また、水平波圧分布の特性、抑圧力分布の形状についても検討を行った。これらの検討により得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 滑動合成波力の発生位相は、水平波力がピーク値をとる時刻と一致し、第3章で示した実験の滑動合成波力の傾向と同様に、フーチングを有する防波堤においても水平波力が支配的な波力であると言える。また、滑動合成波力のピーク値をフーチングの有無、長さで比較すると、フーチング長が長いほど、鉛直波力が平滑化されるために、滑動合成波力のピーク値は小さくなり、その結果として、防波堤に必要な重量が低減される。
- (2) フーチングを有する場合の水平波圧は、合田公式とほぼ同様の分布であるが、フーチングがない場合と比較して、水平波圧がフーチングの影響によりフーチング近傍で若干増加するが、フーチング端部の鉛直面では、波の位相差により波圧が低減される。これらを踏まえた上で、設計上の簡便さを考慮し、フーチングを有する場合においても、水平波圧は合田公式で算定することが可能である。
- (3) 揚圧力分布は、港外側フーチング前趾を最大、港内フーチング後趾を0とする三角形分布でフーチングを含む底版全体に作用する。前趾揚圧力は、規則波および不規則波実験より得られた式(4-22)よりも小さくなるが、その差異は大きくなく、さらに前趾揚圧力が式(4-22)よりも小さいため、式(4-22)で算定することが可能である。
- (4) 抑圧力は、港外側に存在するマウンドの存在により波は防波堤の前壁で尖る波形となる。そのため、防波堤前面での波形はフーチング上面において急激に減衰した形となり、その結果として、抑圧力はフーチング基部から端部に近づくにしたがい指数関数的な減少となる。抑圧力の評価方法としては、数値波動水路CADMAS-SURFの結果が、上記の理由により式(4-24)と式(4-25)の中間に分布することから、防波堤の安全性を考慮し、式(4-24)で評価するのがよい。

参考文献

- [1] 磯部雅彦, 高橋重雄, 余錫平, 榊山勉, 藤間功司, 川崎浩司, 蔣勤, 秋山実, 大山洋志 (1999) : 数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究－VOF 法基本プログラムの作成－, 海洋開発論文集, p.321-326.
- [2] 秋山実, 浜野明千宏 (2000) : 数値波動水路の開発, 富士総研技報, Vol.7 No.1, p.4-15.
- [3] 数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会 (2002) : 海域施設の耐波設計に適用できる数値波動水路 (CADMAS-SURF) の研究・開発とその将来展望, 土木学会論文集, No.705/II-59, p.1-17.
- [4] 財団法人 沿岸開発技術研究センター (2001) : 沿岸開発技術開発ライブラリーNo.12 数値波動水路の研究・開発.
- [5] C.W.Hirt and B.D.Nichols (1981) : Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries, *Journal of Computational Physics*, Vol.39, pp.201-225.
- [6] 榊山勉, 阿部宣行, 鹿島遼一 (1990) : ポーラスモデルによる透過性構造物周辺の非線型波動解析, 海岸工学論文集, p.554-558.
- [7] 榊山勉, 香山真裕 (1997) : 消波護岸の越波に関する数値シミュレーション, 海岸工学論文集, Vol.43, p.696-700.
- [8] 鈴木高二朗, 大寄菜々子, 山本泰司 (2003) : 防波堤基礎での洗掘量の推定について, 海岸工学論文集, p.886-890.
- [9] Eric Cruz, 横木裕宗, 磯部雅彦, 渡辺晃 (1993) : 非線形波動方程式に対する無反射境界条件について, 海岸工学論文集, p.46-50.
- [10] 岩田好一朗, 川崎浩司, 金度三 (1994) : 水中構造物による碎波の数値計算, 海岸工学論文集, 第 42 巻, p.781-785.
- [11] Goda, Y. (1974) : New wave pressure formulae for composite breakwaters, *Proceeding 14th International Conference on Coastal Engineering*, Copenhagen, ASCE, pp.1702-1720.
- [12] 酒井浩二, 井福周介, 大釜達夫, 山崎耕嗣 (1998) : 大水深における重複波を考慮した設計波力算定法, 第 45 回海岸工学講演会, p.746-750.
- [13] 渡邊和重, 山本悟, 梅崎康浩, 村上真彦, 山谷弘幸, 滑川伸孝 (2003) : 数値波動水路 CADMAS-SURF の幅広フーチングケーソンへの適用, 海洋開発論文集, p.255-260.
- [14] 国土交通省 九州地方整備局 下関港湾空港技術調査事務所, 財団法人 沿岸技術研究センター(2006) : 軟弱地盤着定式防波堤の設計マニュアル (案).

第5章 ロングフーチングケーソンの設計法とその経済的効果

5.1 概要

本章においては，前章の実験および数値波動水路から得られた前趾揚圧力と抑圧力の評価式を用いて防波堤が所定の滑動安全率を満足するための必要重量を算出し，不規則波実験から得られる必要重量と比較することにより評価式の妥当性を確認する．また，これらの評価式を用いて防波堤を設計した場合，どのような海域においてフーチングを有するケーソンが経済的優位性を発揮するかを検討する．

5.2 押波時のロングフーチングケーソンの設計方法

ロングフーチングケーソン式防波堤には，揚圧力が港外側フーチング端部を最大の揚圧力，港内側フーチング端部を0とする三角形分布で作用し，港外側フーチング上面には鉛直下向きに抑圧力が作用する．

表5-1 設計計算に用いる波圧分布

	現行設計法	新たな設計法
水平波圧		
鉛直波圧		

表5-1は、フーチングに作用する波圧を無視する現行設計法と規則波実験、不規則波実験および数値波動水路CADMAS-SURF（（財）沿岸開発技術研究センター，2001）から得られた前趾揚圧力の算定式、抑圧力の算定式を用いる設計計算（以後、新たな設計法と称する）の波圧分布を示したものである。表5-1中の記号は、 p_1 ：静水面における波圧強度(kN/m²)、 p_3 ：直立壁の底面における波圧強度(kN/m²)、 p_4 ：直立壁の天端における波圧強度(kN/m²)、 p_b ：フーチング基部における波圧強度(kN/m²)、 p_u ：直立壁の底面に作用する揚圧力(kN/m²)、 p_{ue} ：フーチング前趾に作用する揚圧力(kN/m²)、 p_c ：フーチング上面に作用する波圧強度(kN/m²)である。表5-1からも分かるように、現行設計法と新たな設計法では、水平波圧の取り扱いとは同じであるが、鉛直波圧の取り扱いが異なる。ここで、新たな設計法で示される鉛直波圧を安定計算上取り込んだ場合、現行設計法と比較して、防波堤が所定の滑動安全率を満足するための必要重量がどのように変化するかを以下に検討する。堤体重量の比較は、床掘りタイプを除く不規則波実験のデータを用いて算定される堤体重量に対し、現行設計法と新たな設計法の設計計算から求まるそれぞれの堤体重量を比で表す。設計計算によって得られる重量および不規則波実験データより得られる重量の算出方法を以下に示す。

5.2.1 設計計算によって得られる重量

(1) 水平波力

水平波力の算定に当たっては、表5-1に示す水平波圧のように、現行設計法および新たな設計法のいずれにも合田公式を適用した。水平波圧に関する合田公式は次式である（Goda,1974；合田，1997）。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \quad (5-1)$$

$$p_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos \beta^2) \rho_0 g H_D \quad (5-2)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (5-3)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (5-4)$$

$$p_4 = \begin{cases} p_1 \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) & : \eta^* > h_c \\ 0 & : \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (5-5)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right]^2 \quad (5-6)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (5-7)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right] \quad (5-8)$$

$$H_D = H_{\max} = 1.8 H_{1/3} \quad (5-9)$$

ここに、 η^* : 静水面上での波圧強度が 0 となる高さ(m), p_1 : 静水面における波圧強度(kN/m²), p_2 : 海底面における波圧強度(kN/m²), p_3 : 直立壁の底面における波圧強度(kN/m²), p_4 : 直立壁の天端における波圧強度(kN/m²), ρ_0 : 水の密度(t/m³), 重力加速度(m/sec²), β : 波の主方向から $\pm 15^\circ$ の範囲内で最も危険な方向と直立壁の法線の垂線がなす角度, λ_1, λ_2 : 波圧の補正係数, h : 直立壁の前面における水深(m), L : 水深 h における有義波周期 $T_{1/3}$ に対応する波長(m), H_D : 設計波高(m), H_{\max} : 最高波高(m), $H_{1/3}$: 有義波高(m), h_b : 直立壁の前面から港外側へ有義波高の 5 倍の距離の地点における水深(m), d : マウンドの根固め工または被覆工の天端の内いづれか浅い水深(m), h' : 直立壁の底面の水深(m)である。ここでは、設計波高 H_D として、有義波高 $H_{1/3}$ の 1.8 倍を用いた。

(2) 揚圧力

揚圧力分布は、港外側フーチングの前趾に作用する揚圧力を最大、港内側フーチングの後趾に作用する揚圧力を 0 とする三角形分布を仮定した。ここで、現行設計法における揚圧力は、合田公式より算出し、フーチングを除く堤体本体に作用させ、揚圧力の合力を算定した。現行設計法の揚圧力は、式(5-10)で与えられる。

$$p_u = 0.5(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \lambda_3 \rho_0 g H_D \quad (5-10)$$

ここに、 p_u : 直立壁の底面に作用する揚圧力(kN/m²), λ_3 : 波圧の補正係数である。

一方、波圧がフーチングにも作用するとした新たな設計法の場合は、第3章、第4章で示

した前趾揚圧力の算定式を用いた。前趾揚圧力の算定式は式(5-11)で与えられる。

$$\frac{p_{ue}}{p_u} = 0.7 \exp\left(-11 \frac{b}{L}\right) + 0.3 \quad (5-11)$$

ここに、 p_{ue} ：前趾揚圧力(kN/m²)、 p_u ：合田公式より算定される揚圧力(kN/m²)、 b ：フーチング長(m)、 L ：波長(m)である。

(3) 抑圧力

現行設計法においては、フーチングに作用する波圧を無視するために、フーチング上面に鉛直下向きに作用する抑圧力は 0 である。フーチングに作用する波圧を考慮する新たな設計法においては、前趾揚圧力と同様に規則波実験、不規則波実験および数値波動水路 CADMAS-SURF から得られた抑圧力の算定式を用いた。抑圧力の算定式は式(5-12)で与えられる。

$$\frac{p_c}{p_b} = \min\left\{0.7, 0.7 \exp\left(20 \frac{x}{L}\right) + 0.3\right\} \quad (5-12)$$

ここに、 p_c ：抑圧力(kN/m²)、 p_b ：表5-1に示すフーチング基部と前壁の交点に作用する水平波圧(kN/m²)、 x ：フーチング上の任意点(m)、 L ：波長(m)、 $\min(a,b)$ ： a と b のうち、いずれか小さい数値である。なお、抑圧力の合力 F_C は式(5-12)で得られる抑圧力 p_c を港外側フーチング全長 b に渡り積分を行って算定した。

設計計算により得られる重量は、式(5-1)～式(5-12)によって求められる水平波力、揚圧力および抑圧力を式(5-13)に代入して算定することができる。

$$W = \frac{f_s \times F_H}{\mu} + F_U - F_C \quad (5-13)$$

ここに、 f_s ：滑動安全率、 W ：防波堤の水中重量(kN/m)、 F_H ：水平波力(kN/m)、 F_U ：揚圧力(kN/m)、 F_C ：抑圧力(kN/m)、 μ ：摩擦係数(=0.6)である。

5.2.2 不規則波実験データより得られる重量

不規則波実験データより得られる重量はI52-1～I52-5について検討を行った。5.2.1の設計計算によって得られる重量において、有義波高 $H_{1/3}$ の1.8倍を最高波高 H_{\max} とし、この値を設計波高 H_D として用いた。また、実験データより得られる重量は、滑動合成波力のピーク値が、最高波高 H_{\max} と同じ時刻に生じると仮定し、各ケースあたり作用させた波連の中で滑動合成波力が最も大きくなる1波を対象として算定した。不規則波実験では、1つの波連500波に対して異なる3つの波連を作用させているため、最高波高 H_{\max} は1500波中の1波となる。

滑動合成波力の算定は、第3章3.3.2滑動合成波力のピーク発生位相で示した方法と同じで、式(5-14)で算定することができる。

$$F_D = f_s \times F_H + \text{sign}(F_H) \mu (F_U - F_C) \quad (5-14)$$

ここに、 F_D : 滑動合成波力(kN/m), $\text{sign}(F_H)$: F_H が正または0であれば+1, 負であれば-1の関数, F_H : 水平波力(kN/m), F_U : 揚圧力(kN/m), F_C : 抑圧力(kN/m), μ : 摩擦係数(=0.6)である。水平波力 F_H は、海側フーチングがある高さをもって張り出しているために、フーチングに作用する水平波圧は、波の位相差により波圧のピーク時間がずれ、前壁に作用する波圧よりも小さくなると考えられる。しかし、ここでは、フーチングを無視し、波圧計の応答値が示す値を用いて滑動合成波力を算定した。また、揚圧力 F_U は、フーチングおよび底版に取り付けた波圧計の応答値を用いて算定した。抑圧力 F_C についても同様で、フーチング上面に作用する波圧計の応答値を用いて算定した。これより、水平波力、揚圧力、抑圧力を算定し、滑動合成波力のピーク値が算定できる。

ここで、滑動合成波力 F_D および式(5-14)の右辺を摩擦係数 μ で除した値が、防波堤の水中重量 W であることは、式(5-13)からも明らかである。そのため、防波堤の水中重量 W は式(5-15)として表すことができる。

$$W = \frac{F_D}{\mu} = \frac{f_s \times F_H + \text{sign}(F_H) \mu (F_U - F_C)}{\mu} \quad (5-15)$$

これより、不規則波実験データより得られる防波堤の水中重量 W は式(5-15)で算定することができる。

5.2.3 滑動安定性の検証

5.2.1の式(5-13)および5.2.2の式(5-15)により防波堤の水中重量 W を算定することが可能となる。ここで、設計計算と実験から得られる水中重量の比較方法について述べる。設計計算と実験との比較を行う際、設計計算には通常用いられる $f_s=1.2$ 、実験には安全率 $f_s=1.0$ を与えて比較する方が、実際に行われる設計計算に則していると考えられる。しかしながら、式(5-13)および式(5-15)からも分かるように、式(5-13)および式(5-15)中の滑動安全率 f_s は、水平波力にのみ掛かる係数であり、揚圧力 F_U および抑圧力 F_C には関係しない。そのため、式(5-13)を $f_s=1.2$ 、式(5-15)を $f_s=1.0$ とした場合、設計計算の揚圧力 F_U と抑圧力 F_C の差と不規則波実験の揚圧力 F_U と抑圧力 F_C の差が同値であったとしても、防波堤の重量比は必ずしも1.2とならない。そのため、本研究においては、純粋な堤体に必要な重量の比較を行うものとして、式(5-13)および式(5-15)で用いる安全率は、 $f_s=1.0$ として重量の算定を行った。

図5-1に安定計算結果を示す。図中の縦軸は、設計計算によって得られる重量を不規則波実験より得られる重量で除した重量比である。先述した通り、設計計算の安全率、不規則波実験の安全率ともに $f_s=1.0$ である。また、横軸は不規則波実験のケース名である。

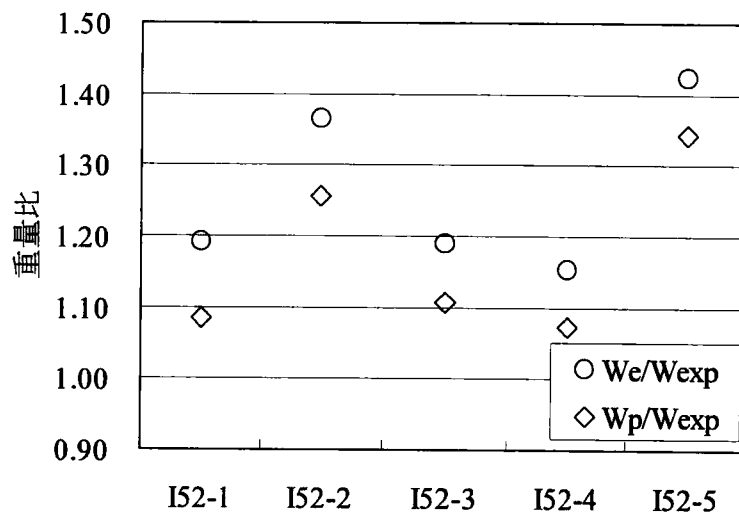


図 5-1 安定計算の結果

図5-1では、簡単のために、設計計算および不規則波実験から得られるそれぞれの重量を次のように略す。

現行設計法から得られる重量： W_e

新たな設計法から得られる重量： W_p

不規則波実験結果から算定される重量： W_{exp}

図中のプロットは、 W_e と W_p をそれぞれ W_{exp} で除した値である。図5-1より、現行設計法の重量比 W_e/W_{exp} 、新たな設計法の重量比 W_p/W_{exp} ともに全てのケースで1.0を上回っている。つまり、現行設計法および新たな設計法から計算される重量は、不規則波実験の H_{max} が防波堤に作用しても防波堤の滑動が生じない重量であると言える。しかし、 W_e/W_{exp} と W_p/W_{exp} を比較すると、 W_p/W_{exp} が W_e/W_{exp} よりも1.0に近く、設計計算としては合理的な重量比を与えていることがわかる。ケース間で比較すると、I52-1およびI52-2で W_e/W_{exp} が W_p/W_{exp} の約1.1倍、I52-3、I52-4およびI52-5では、 W_e/W_{exp} が W_p/W_{exp} の約1.07倍である。また、I52-2、I52-5では、新たな設計法の重量比 W_p/W_{exp} で1.2を上回り他の実験ケースと比較して、より大きな重量を与えている。

本検討では、設計計算の水平波力は同一であるために、現行設計法の重量比 W_e/W_{exp} と新たな設計法の重量比 W_p/W_{exp} の違いは、揚圧力と抑圧力の合力、つまり鉛直波力の差に起因すると考えられる。そこで、図5-2に現行設計法で算定される鉛直波力（揚圧力の合力）と新たな設計法で算定される鉛直波力（揚圧力と抑圧力の合力の差）を不規則波実験データにより算定された鉛直波力（揚圧力と抑圧力の合力の差）で除した値を示す。また、図5-2には、水平波力の比も併せて表示した。図中の横軸は、図5-1と同様に不規則波実験のケース名である。

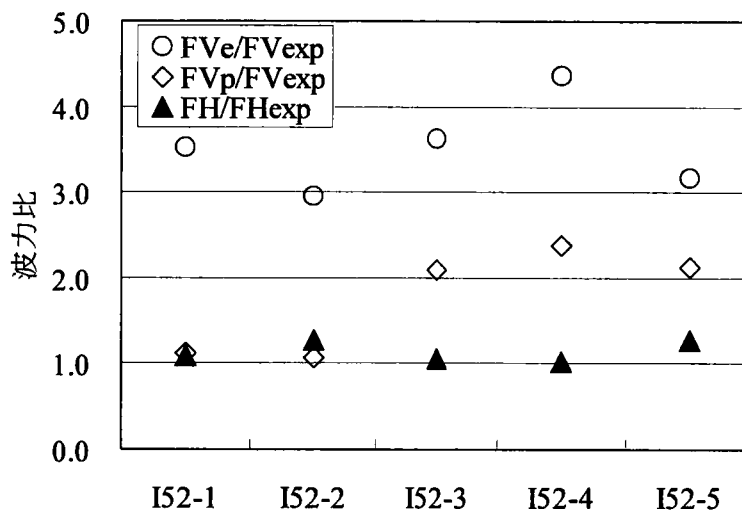


図5-2 鉛直波力比と水平波力比

図5-2の凡例は、図5-1と同様に現行設計法、新たな設計法、不規則波実験結果から得られるそれぞれの鉛直波力、水平波力を簡単に示したもので、以下の記号で略す。

現行設計法から算定される鉛直波力： FV_e

新たな設計法から算定される鉛直波力： FV_p

不規則波実験結果から算定される鉛直波力： FV_{exp}

現行設計法から算定される水平波力： FH

不規則波実験結果から算定される水平波力： FH_{exp}

図5-2より、鉛直波力比は、 FV_e/FV_{exp} および FV_p/FV_{exp} で大きく異なることがわかる。現行設計法の鉛直波力比 FV_e/FV_{exp} では平均で約3.5倍に対し、新たな設計法の鉛直波力比 FV_p/FV_{exp} では平均で約1.7倍である。そのため、鉛直波力としては、新たな設計法の鉛直波力 FV_p が、現行設計法の鉛直波力 FV_e よりも良く不規則波実験の鉛直波力 FV_{exp} を再現している。ここでケース間の鉛直波力比に着目すると、I52-1およびI52-2の新たな設計法の鉛直波力比 FV_p/FV_{exp} は約1.1であり、不規則波実験を精度良く再現している。一方、I52-3、I52-4およびI52-5では新たな設計法の鉛直波力比 FV_p/FV_{exp} は約2.2である。

水平波力比 FH/FH_{exp} は平均で約1.14倍であり、設計計算の水平波力 FH が、不規則波実験の水平波力 FH_{exp} を精度良く再現している。しかし、新たな設計法で算定される重量と不規則波実験で算定される重量の比 W_p/W_{exp} が1.2倍以上であるI52-2、I52-5で約1.3倍の水平波力が生じている。重量を算定する上で、水平波力は鉛直波力よりも大きな力であり、さらに摩擦係数 μ が水平波力を除す形で表されるため、水平波力で違いが少なくても重量比では水平波力の違いが1.7(≒1/0.6)倍された値として反映される。そのため、I52-2およびI52-5で重量比が大きくなった原因は、重量に支配的な力である水平波力が大きくなったためと言える。

これより、ロングフーチングケーソン式防波堤に作用する鉛直波力の評価は、現行設計法では過大な鉛直波力となり十分に鉛直波力を評価しきれていない。一方、フーチングに作用する波力を考慮した新たな設計法では、鉛直波力を現行設計法よりも適切に評価できており、フーチングに作用する前趾揚圧力および抑圧力の算定式としては、式(5-11)および式(5-12)を用いるほうがよいと言える。

本検討から、フーチングに作用する波圧を考慮することにより防波堤に必要とされる重量が変化することが分かった。しかしながら、これらの重量の違いがもたらす具体的な効果については不明である。そのため、5.4節でフーチングに作用する波圧を考慮することによってもたらされる具体的な効果について検討を行った。

5.3 引波時のロングフーチングケーソンの設計方法

5.3.1 設計計算の方法

前節までの検討は、押波時の波圧特性について行ってきた。一般的に防波堤の設計において、堤体の断面は押波時の波力により決定される。これは、3.3.2の図3-6、図3-7および図3-17の滑動合成波力からも分かるとおり、押波時と引波時の滑動合成波力を比較して、常に押波時に最も大きな波力が作用していることからわかる。しかしながら、引波時の検討は、防波堤の滑動の有無、ケーソン前壁の強度検討において設計上必要な事項であり、大水深混成式防波堤では大きな波力が作用すると指摘されておりいる。(谷本ら, 1988) また、引波時、揚圧力は堤体を安定化させる力となるが、抑圧力は堤体を不安定化させる力となる。そのため、不規則波実験に関し、引波時の安定計算について検討を行った。

引波時の場合、港内から港外に押される力であるため、防波堤には負の波力が作用する。この負の波圧については、砕波が作用するときの波圧特性について十分なデータが得られておらず、重複波が作用するときの波圧が参考とされ、港湾の施設の技術上の基準・同解説では、波の谷における波圧の簡略算定式が現行設計法として与えられている。図5-3に現行設計法における負の波圧分布を示す。

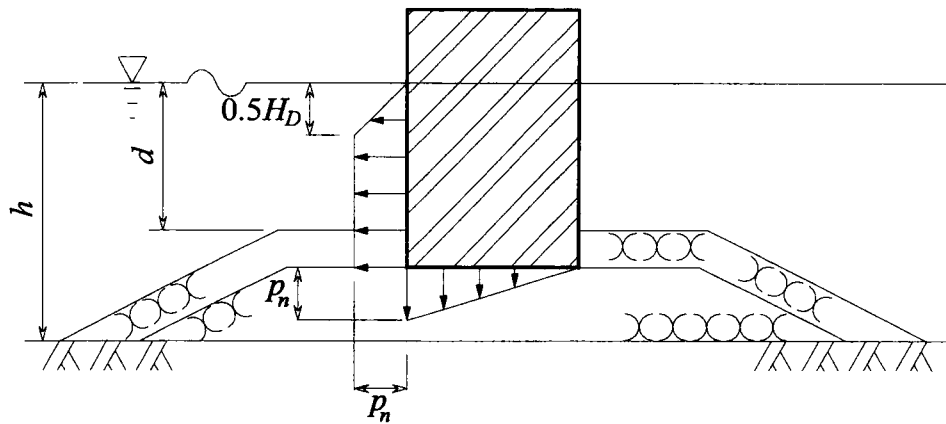


図 5-3 引波時の波圧分布

$$p_n = 0.5\rho_0 g H_D \quad (5-16)$$

ここに、 p_n ：負の波圧分布の一樣部における波圧(kN/m²)、 ρ_0 ：水の密度(t/m³)、 g ：重力加速度(m/s²)、 H_D ：設計波高(m)である。

図5-3からも分かるように、揚圧力が鉛直下向きに作用するため、堤体を安定化させる力となる。また、揚圧力分布は、前趾揚圧力を底版に作用する水平波圧と同じ大きさの p_n 、

後趾を 0 とする三角形分布として算定される。一方、港外側フーチングには、鉛直下向きの波圧が作用し、堤体を不安定化させる。既往の研究では、軟着堤で検討されており、押波時の場合と同様の式(3-26)でフーチング前趾の負の抑圧力を算定し、フーチング基部の負の水平波圧をフーチング基部の負の抑圧力として与え、これらを 2 つの波圧を台形分布として抑圧力の合力を与えるとしている。また、軟着堤で考える負の水平波圧は、先述した現行設計法と同様の形で検討される。そのため、負の抑圧力は、押波時と同様、現行設計法の水平波圧分布に依存した形となる。

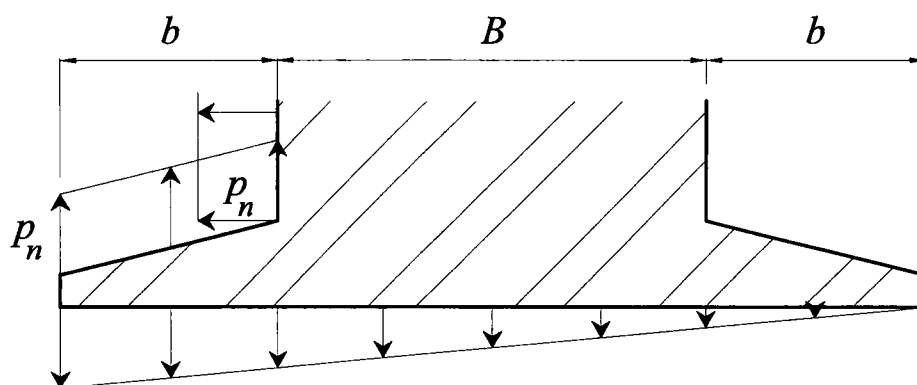


図 5-4 引波時の底版に作用する波圧分布の仮定

ここで、引波時の底版に作用する波圧分布の仮定を図 5-4 に示す。引波時の水平波圧は現行設計法と同様に p_n で与えるとする。また、3.3.2 の図 3-6、図 3-7 および 3.4.2 の図 3-17 の滑動合成波力のピーク発生位相に示した水平波力は、引波時においてフラットな波形となっている。そのため、港外側に張り出したフーチングには、フーチング基部、端部ともに同程度の波圧が作用すると考えられる。よって、式(5-17)に示すとおり水平波力 p_n がフーチング上面に一樣に抑圧力として作用すると仮定する。

$$p_c = p_n \times b \quad (5-17)$$

ここに、 p_c ：抑圧力(kN/m²)、 b ：フーチング長(m)である。

揚圧力は、押波時の場合と同様に、港外側フーチング前趾に作用する波圧と港内側フーチングの後趾を 0 として三角形分布すると仮定する。この揚圧力は、押波時とは異なり、堤体を押し下げるように働くために、堤体を安定化させる方向に作用する。そのために、大きな値を想定すると、堤体は不安定になる。そこで、不規則波実験の結果を参照して、引波時の揚圧力を算定することにする。図 5-5 は、引波時のフーチング前趾における揚圧力とそのときの水平波圧との比 p_{ue}/p_n を示したものである。図 5-5 から、 b/L の値が増加す

るにしたがい、 p_{ue}/p_n の値は減少傾向にあることがわかる。そこで、引波時の前趾揚圧力は、押波時と同じ傾向になると仮定して、式(5-18)で実験結果を近似させた。

$$\frac{p_{ue}}{p_n} = 0.7 \exp\left(-40 \frac{b}{L}\right) + 0.3 \quad (5-18)$$

ここに、 p_{ue} ：前趾揚圧力(kN/m²)、 p_n ：現行設計法の揚圧力(kN/m²)、 L ：波長(m)である。

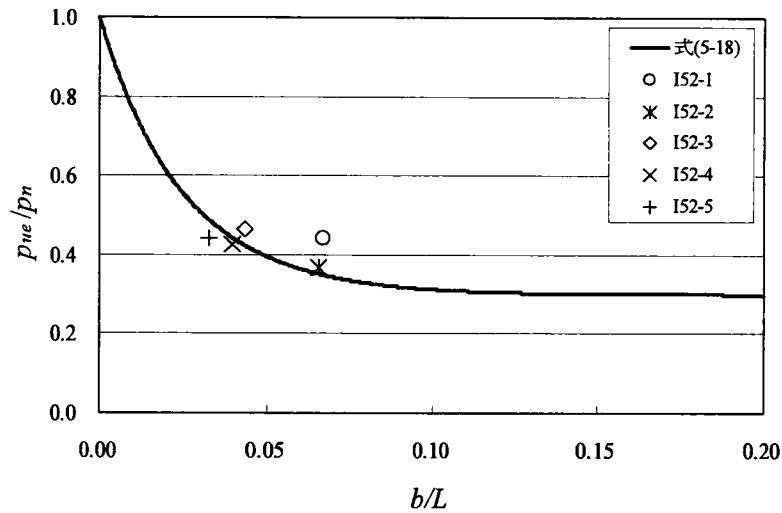


図 5-5 引波時の前趾揚圧力の特徴

式(5-17)および式(5-18)より、引波時の鉛直方向の波力は式(5-19)で与えられる。

$$F_V = \left[\frac{1}{2} (B + 2b) \left\{ 0.7 \exp\left(-40 \frac{b}{L}\right) + 0.3 \right\} - b \right] p_n \quad (5-19)$$

ここに、 F_V ：鉛直波力(kN/m)、 B ：堤体の本体幅(m)である。

5.3.2 滑動安定性の検証

本節では、不規則波実験結果から引波時に必要とされる堤体重量を算定し、その重量と前節で示した引波時の設計計算の方法から得られる堤体の必要重量とを比較して、滑動安定性の検証を行う。

不規則波実験での対象とする波は、不規則波実験で堤体に作用させた異なる3つの波連1500波のなかで最も小さな滑動合成波力 F_D を示す1波を用いた。つまり、引波時において、堤体に最も危険な波力を与える1波を対象とした。必要重量は、式(5-15)で示すように、抽出した最も小さな滑動合成波力 F_D を摩擦係数 μ で除して算定した。

引波時の現行設計法および新たな設計法の水平波力は、いずれも図5-3で示す分布形状と波圧強度を与えて算定した。ただし、設計波高 H_D は、有義波高 $H_{1/3}$ の1.8倍とした。新たな設計法の鉛直波力は式(5-19)で算定し、現行設計法の鉛直波力はフーチングを除く堤体本体幅に式(5-16)で算定される前趾揚圧力を最大、後趾を0とする三角形分布を仮定して算出した。

図5-6に引波時の安定計算結果を示す。図中の縦軸は重量比、横軸はケース名である。なお、図中の凡例は次の通りである。

引波時の現行設計法から得られる重量： W_e

引波時の新たな設計法から得られる重量： W_p

不規則波実験結果から算定される引波時の重量： W_{exp}

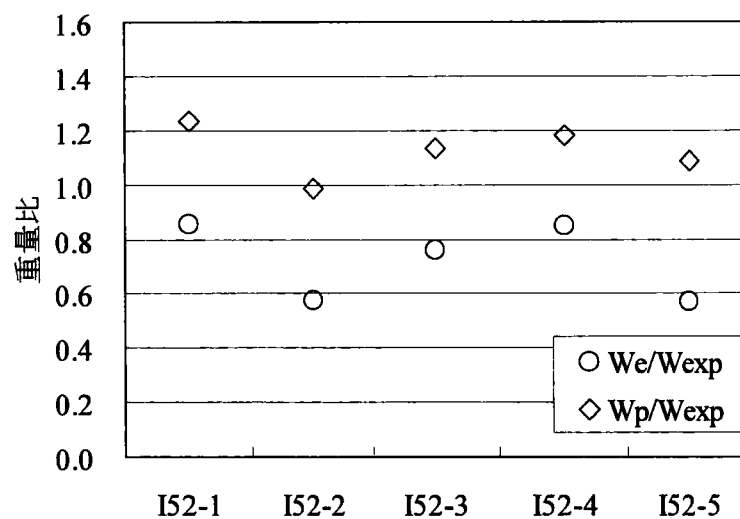


図 5-6 引波時の安定計算の結果

図5-6より引波時の現行設計法から得られる重量 W_e は、全てのケースで引波時の不規則波実験から算定される引波時の重量 W_{exp} を下回っている。これは、揚圧力が堤体の安定性を向上させる力であるため、引波時の設計計算では堤体に必要な重量が過小に評価されているためである。一方、引波時の新たな設計法で算出した重量 W_p は、 W_{exp} を平均的に1.15倍程度上回っている。新たな設計法では、現行設計法と異なり堤体を不安定化させる抑圧力を鉛直波力として考慮しているため、堤体に必要な重量を適切に算定することができる。

引波時の検討において、引波時の現行設計法から得られる重量 W_e が、不規則波実験から算定される引波時の重量 W_{exp} を下回っている。しかしながら、3.4.2の図3-17の滑動合成波力のピーク発生位相で示した通り、堤体の断面を決定する位相は、押波時に発生している。そのため、引波時に必要な重量が下回ったとしても、滑動の恐れはないと考えられる。

5.4 フーチングに作用する波圧を設計に反映することの効果

規則波実験、不規則波実験および数値波動水路 CADMAS-SURF から得られた式(5-11)および式(5-12)は、不規則波実験のデータと設計計算の比較からも式の妥当性を確認することができた。そのため、フーチングに作用する波圧を式(5-11)および式(5-12)で算定し、通常のケーソン式防波堤の場合と比較した場合、どのような海域においてロングフーチングケーソン式防波堤が経済的優位性を発揮するかについて検証した。

5.4.1 設計計算の方法

通常、防波堤の安定計算においては、下記する検討項目により防波堤の断面および重量が決定される（（社）日本港湾協会／基準・同解説，1999；（社）日本港湾協会／設計事例集，1999）。

滑動安全率： $f_s > 1.20$

転倒安全率： $f_t > 1.20$

地盤の支持力：ビショップ法 > 1.00

地盤の支持力は、偏心傾斜荷重の影響を受ける浅い基礎として、ビショップ法により円形滑りに対する安全率が与えられている。しかしながら、過去においては、設計の簡便さから、防波堤の地盤反力を台形もしくは三角形分布と仮定し、後趾における反力（端趾圧）に上限値を用いて設計計算が行われてきた。本検討においては、波浪条件によって防波堤の断面や防波堤を築造するための費用にどれだけの差が生じるかを検証するものであるため、設計上の簡便さを考慮し、端趾圧の上限値を $700(\text{kN/m}^2)$ として検討を実施した。本検討における滑動安全率と転倒安全率、端趾圧の上限値を以下に記す。

滑動安全率： $f_s > 1.20$

転倒安全率： $f_t > 1.20$

地盤の支持力：端趾圧 $< 700 (\text{kN/m}^2)$

防波堤の設計においては、通常、まず、滑動安全率を満たすケーソン断面幅を設定し、その後、滑動安全率を満たす断面が転倒安全率、端趾圧を満足するように断面が修正される。通常のケーソンの断面では、修正する部位がケーソン本体幅のみであるため、本体幅を増加させて転倒安全率や端趾圧が所定の安全率を満足させる。しかしながら、滑動は、本体幅の増加分だけ余る状態となり、築造費用が莫大な金額となる。一方、ロングフーチングケーソン式の断面の場合は、滑動安全率を本体幅で決定した後、フーチングを長くすることによって転倒安全率や端趾圧を満足することができるため、滑動を大きく余らせること

なくケーソン断面を合理的に決定することが可能である。さらに、抑圧力や揚圧力を考慮する新たな設計方法の場合においては、フーチング長が滑動にも影響するため、転倒安全率や端趾圧を満足した後、再度、滑動安全率を満足しながら、本体幅やフーチング幅を修正し防波堤自重を軽量化することが可能となる。

図5-7に安定計算を実施する上での防波堤のパラメータを示す。図中のパラメータの単位は全てmである。

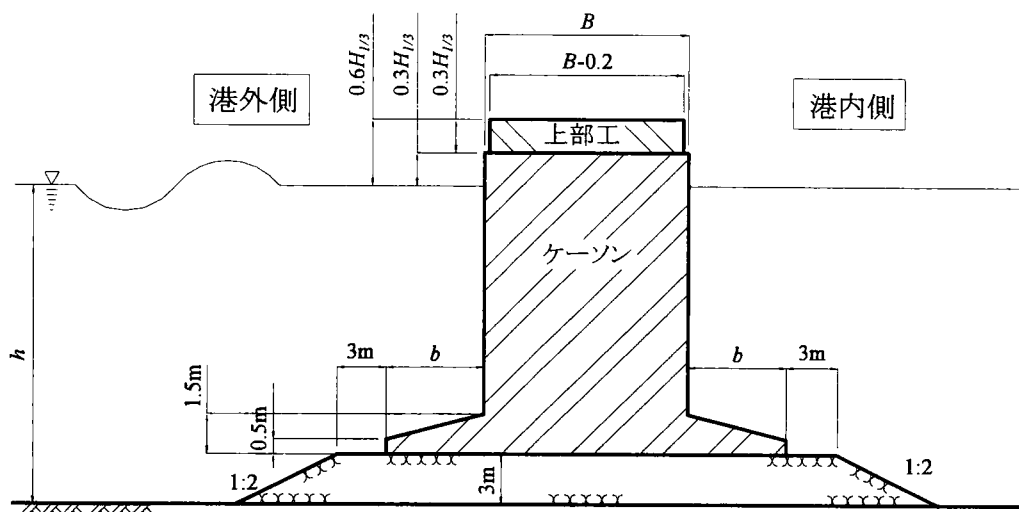


図 5-7 安定計算上のパラメータ

ロングフーチングケーソン式防波堤の場合、フーチングを大きく張り出すことによる転倒抵抗性の増大、底面反力の軽減および滑動抵抗性の増加が見込まれ、滑動安全率、転倒安全率および端趾圧の上限の範囲内において堤体の形状など設計上の自由度が増加する（(財)沿岸開発技術研究センター，1999）。そのため、ケーソンの幅を B とし、上部工幅をケーソンへの落とし込みを考慮した $B-0.2$ とした。通常、防波堤の天端高は、港湾の施設の技術上の基準・同解説において朔望平均満潮面(H.W.L.)上、設計波に対する有義波高の 0.6 倍とされる。しかし、本検討では潮位を設定していないため、静水面を H.W.L.として式(5-20)で天端高を与えた。

$$\text{天端高} = 0.6H_{1/3} = 0.6 \times \frac{H_D}{1.8} \cong 0.33H_D \quad (5-20)$$

ここに、 $H_{1/3}$ ：有義波高(m)、 H_D ：設計波高(m)である。上部工の厚さは有義波高 2m 以上の場合 1m とされているが、本検討においては、式(5-20)が 1m を下回る条件を設定しているため、設計の簡略化のために上部工とケーソン天端の境界を $0.3H_{1/3}$ で与えることとした。

フーチングを有する場合は、フーチング長 b もパラメータとしている。ただし、本解析に

においては、港外側および港内側のフーチング長 b は同一長としている。先述した様に、フーチング長 b が長くなると、設計上の自由度が増加し、ケーソン本体幅を小さくすることが可能であるが、フーチングを大きく張り出すと、それに伴い、マウンドの数量も増加することになり、その増加分だけ経済的負担が大きくなることになる。そのため、設計計算においては、フーチングを張り出すことによるマウンドの経済的負担の増加分を考慮した。さらに、ケーソン本体下のマウンド数量に加えて、フーチングの前趾および後趾から港外側、港内側ともに3mのマウンドを築造するものとした。また、マウンドが地盤と接する面においては、港外側、港内側ともにマウンド天端幅にマウンド厚に対する法勾配 1:2 を付加して数量を算定した。なお、設計計算にあたっては、ケーソン幅 B 、フーチング長 b は、刻み幅の最小値を 0.1m として実施した。

上記方法を用いて、現行設計法、新たな設計法、およびフーチングがない防波堤の現行設計法で経済性比較を実施した。経済性比較のための単価を表 5-2 に示す。

表 5-2 経済比較のための設定単価

	工種	数量	単位	単価	単位	備考
基礎工	捨石工		m ³	5,000	円/m ³	
	荒均工		m ²	5,000	円/m ²	
	本均工		m ²	10,000	円/m ²	
本体工	コンクリート工		m ³	32,000	円/m ³	フーチングありの場合
				56,000		フーチングなしの場合
	鋼殻工		t	310,000	円/t	フーチングありの場合
	蓋コンクリート工		m ³	12,000	円/m ³	
	中詰工		m ³	4,000	円/m ³	
上部工	上部工		m ³	16,000	円/m ³	

フーチングの有無によりコンクリートの単価が異なる理由は、ロングフーチングケーソンの場合、張り出しに耐えるための強度が必要となるため、ケーソンの壁の内側に鋼材がある。しかし、この鋼材は、コンクリート施工上の内型枠の代替となり、さらに、鉄筋は鋼材があることにより単鉄筋となる。一方、通常のケーソンの場合は、施工上、外型枠と内型枠が必要で、また、鉄筋も複鉄筋となる場合がほとんどである。そのため、コンクリート単価をフーチングの有無によって変化させている（(社)日本港湾協会／積算基準，1999；(財)港湾空港建設技術サービスセンター，2001）。これに伴い、フーチングがある場合は、鋼材の単価も経済比較の設定単価に含んでいる。

5.4.2 設計計算の結果および新たな設計法の効果

表 5-3, 表 5-4 および図 5-8 に設計波高 $H_D=5\text{m}$, 周期 $T=10\text{sec}$, 水深 $h=20\text{m}$ における通常のケーソン式防波堤断面とロングフーチングケーソン式防波堤断面の設計計算結果を示す。なお, ロングフーチングケーソン式防波堤断面は, 新たな設計法によって設計している。

表 5-3 設計計算の結果

安全率	(a) 通常ケーソン	(b) ロングフーチングケーソン
滑動安全率 $f_s > 1.2$	2.42	1.23
転倒安全率 $f_t > 1.2$	1.97	1.25
端趾圧 $700(\text{kN}/\text{m}^2)$ 以上	691	683
経済性 (円/m)	4,250,000	3,970,000

表 5-4 工費の内訳

工種	単位	(a) 通常ケーソン	(b) ロングフーチングケーソン
捨石工	円/m	370,000	400,000
荒均し工	円/m	90,000	100,000
本均し工	円/m	140,000	170,000
コンクリート工	円/m	2,330,000	770,000
鋼殻工	円/m	0	1,900,000
蓋コンクリート工	円/m	40,000	20,000
中詰工	円/m	890,000	430,000
上部工	円/m	390,000	180,000
総工事費	円/m	4,250,000	3,970,000

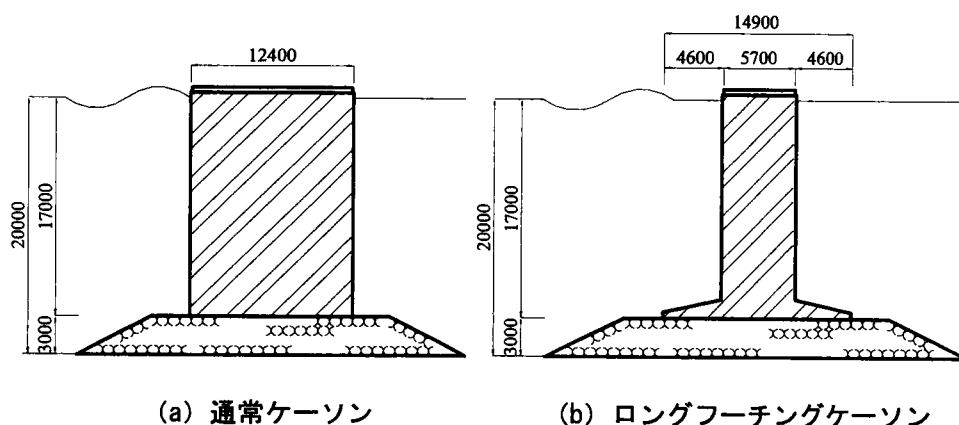


図 5-8 現行設計法とフーチングに作用する波圧を考慮した設計法の比較

通常ケーソン式防波堤断面とロングフーチングケーソン式防波堤断面とを比較すると、通常ケーソン式防波堤の断面は、端趾圧だけが断面を決定する要因となっており、滑動や転倒に対してはそれぞれ安全率を大きく上回っている。一方、ロングフーチングケーソン式防波堤の断面は、端趾圧が断面を決定する要因となっているものの、フーチングを取り付けることによりケーソン本体幅を小さくすることができること、転倒抵抗モーメントの基点を港内側フーチング後趾とできるために、滑動安全率および転倒安全率ともにフーチングなしの場合よりも所定の安全率を若干上回る程度まで抑えることが可能となっている。防波堤の断面幅で比較すると、ロングフーチングケーソン式防波堤の断面が通常ケーソンの断面よりも全体幅としては2.5m大きくなっている。そのため、マウンド築造費、均し工事費においてフーチングを有した断面が工費を若干多く必要とするが、本土工および上部工で通常ケーソン式防波堤の本体幅が、ロングフーチングケーソン式防波堤の本体幅の約2.2倍であるため、蓋コンクリート工、中詰工および上部工での工費に大きな差が生じる。その結果、総工事費としては防波堤の延長方向に1m当たり約30万円の費用節減が可能となる。ここで、ロングフーチングケーソン式防波堤がどのような海域で経済的効果を発揮するかについて検討するため、設計波高 $H_D(\text{m})$ 、周期 $T(\text{sec})$ 、水深 $h(\text{m})$ を変化させて設計計算を実施した。表5-5に設計計算の条件を示す。

表 5-5 設計計算の条件

H_D m	T sec	h m	H_D m	T sec	h m
3	10	10	10	10	15
		15			20
		20			30
		30			15
	15	10		15	20
		15			30
		20			15
		30			20
5	10	10		20	30
		15			15
		20			20
		30			30
	15	10		25	15
		15			20
		20			30
		30			15
7	10	15	15	30	20
		20			30
		30			20
		15			30
	15	15		10	20
		20			30
		30			20
		15			30
	20	20		15	20
		30			30
		20			20
		30			30

設計条件は、瀬戸内海などの比較的穏やかな海域から太平洋側、日本海側の波が荒れ易い海域までを包括するために、設計波高 H_D として 3m から 15m, 周期 T は 10sec から 30sec をそれぞれ設定した。

図 5-9 に経済性比較の結果を示す。図の横軸は水深波長比 h/L で、縦軸は波高水深比 H_D/h である。

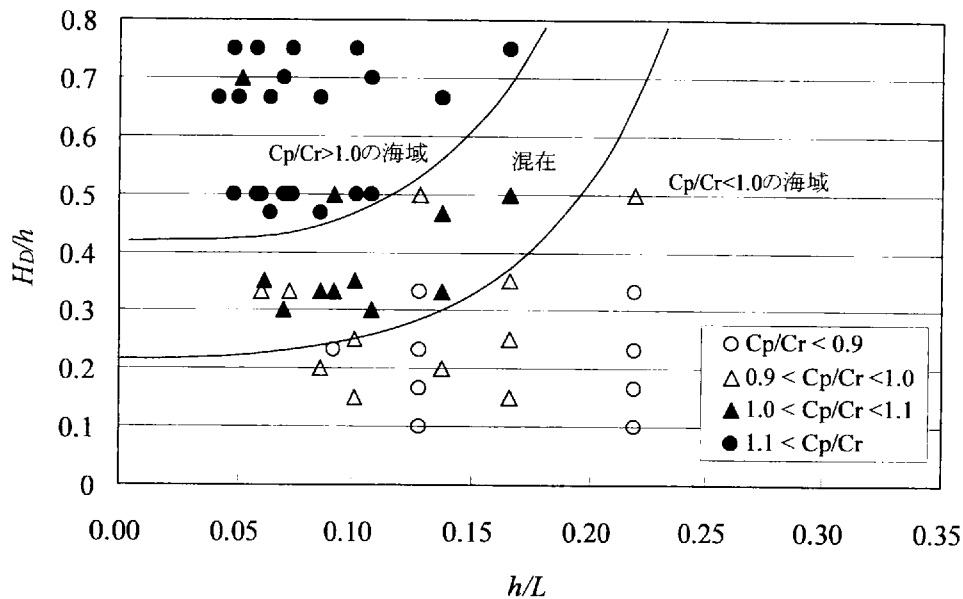


図 5-9 経済的に優位な海域の比較

図 5-9 の凡例は、新たな設計法により決定されるロングフーチングケーソン式防波堤断面の築造費用 C_p と通常ケーソン式防波堤の築造費用 C_r の比を表している。そのため、 C_p/C_r が 1 を下回るとフーチングを取り付けた断面が経済に優位な断面となる。

図 5-9 より、 H_D/h が大きく h/L が小さい海域においては、通常ケーソン式防波堤の断面が圧倒的に経済的優位性を持っていることが分かる。これは、波高および周期が大きく、水深が浅いこれらの海域において、防波堤断面の決定要素が滑動安全率であり、転倒や端趾圧に対しては所定の安全率を大きく上回るためである。たとえ、フーチングを大きく張り出しても抑圧力による滑動抵抗性の増分では、これらの海域で所定の滑動安全率を満足することは難しく、防波堤の本体幅を増加させることが経済的な防波堤の築造に最も効果的であるといえる。一方、 H_D/h が小さく h/L が大きい海域、つまり波高および周期が小さく、水深が深い海域においては、ロングフーチングケーソン式防波堤の断面が通常ケーソン式防波堤の断面よりも経済的に防波堤を築造することが可能である。このような海域においては、防波堤断面の決定要素が滑動安全率ではなく、転倒安全率もしくは端趾圧によ

って決定されるためである。また、これらの海域では、滑動安全率が所定の安全率を上回る傾向にあるため、防波堤の本体幅を減少させフーチングに作用する波圧を考慮することにより滑動抵抗性を保つことで、所定の安全率に対して、滑動安全率、転倒安全率および端趾圧のいずれも大きく余らせることなく防波堤断面を決定できる。

5.4.3 フーチングを無視できる範囲

港湾の施設の技術上の基準・同解説において、フーチングが非常に長くなる場合において、ケーソン本体に作用する揚圧力の合力とフーチングに作用する波圧を考慮した場合の鉛直波力とで差が生じるとされている。しかしながら、同基準・同解説には、フーチング長の定義はなされていない。そのため、フーチング長が 5m 程度ある場合でもフーチングに作用する波圧は無視されて波圧設計がなされている。そこで、フーチングに作用する波圧が堤体に与える影響、つまり港湾の施設の技術上の基準・同解説で記述されている非常に長いフーチングがどの程度の長さを指すかということを考える。

前節において新たな設計法を用いて表 5-5 に示す設計条件の安定計算を実施した。新たな設計法で安定計算を行うためには、現行設計法の揚圧力の算定を行う必要があり、新たな設計法で安定計算を行う過程において、現行設計法の揚圧力が既知となっている。そのため、フーチング長の影響する範囲がどのような範囲かを検討するために、現行設計法の揚圧力の合力と新たな設計法で計算される揚圧力の合力と抑圧力の合力の差を比較した。

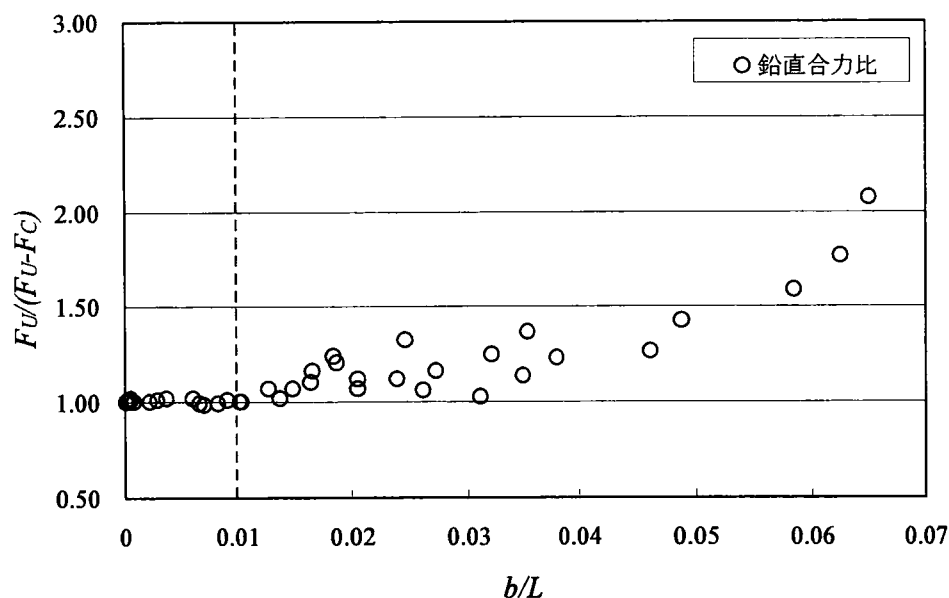


図 5-10 鉛直合力の比

図 5-10 は、現行設計法から得られた揚圧力の合力 F_U を新たな設計法から得られる揚圧力および抑圧力の合力の差($F_U - F_C$)の比を縦軸、新たな設計法で得られるフーチング長 b を波長で無次元化した b/L を横軸とした図である。

図 5-10 より鉛直合力の比は、 $0 < b/L < 0.01$ の範囲で $F_U/(F_U - F_C)$ がほぼ 1 となっている。しかし、 $b/L > 0.01$ の範囲では b/L の増加に伴い $F_U/(F_U - F_C)$ も次第に増加していることがわかる。これは、現行設計法における揚圧力の合力がフーチングの増加にともない揚圧力の合力を過大評価するということであり、鉛直合力の過大な評価の始まりは、 $b/L = 0.01$ といえる。つまり、波長に対して $1/100$ 以上の長さを持つフーチングは、フーチングに作用する波圧を考慮することにより経済的に防波堤を築造することが可能であると言える。

5.5 適用事例における具体的経済効果

新たな設計法を適用した防波堤の事例を次に述べる。フーチングに作用する波圧を設計上考慮した Y 港防波堤が築造される現地の地盤条件は、N 値が 10 未満の砂礫層と粘土層が交互に堆積する比較的軟弱な地盤である。地形は防波堤の延長方向に勾配がついており、水深が浅い側の床掘りもしくは深い側の嵩上げが必要であったが、防波堤の決定断面は経済性や施工性により、床掘りを施し地形を平坦にした場合が採用されている。また、Y 港防波堤は、区間延長が 50m あり、この区間延長を 50m の長大ケーソン 1 函で築造される。長大ケーソンは、延長方向に波の位相差が発生し、より防波堤の断面を小さくすることができるとされているが（高橋ら，1990）、Y 港においては検討がなされていない。波浪条件は表 5-6 に示す通りで、水深が深く、穏やかな条件となっている。

表5-6 波浪条件

潮位	H.W.L.	2.00 m
	L.W.L.	0.00 m
水深	h	-11.00 m
波高	$H_{1/3}$	2.47 m
	H_D	4.45 m
周期	T	6.61 sec

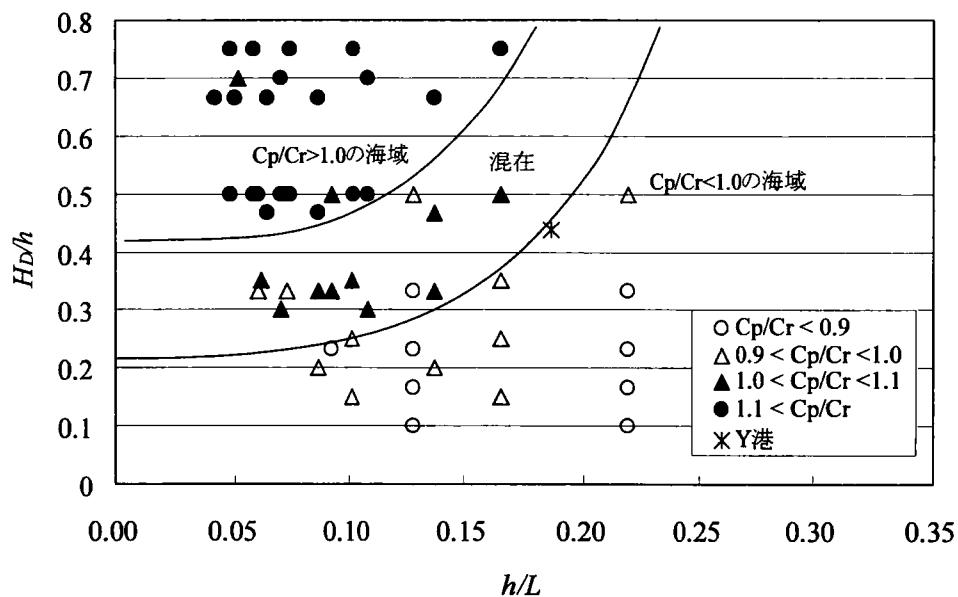


図 5-11 経済的に優位な海域の比較

図5-11は経済的に優位な海域の比較図にY港防波堤が築造される海域のプロットを示したものである。Y港防波堤の波浪条件では、 $C_p/C_r < 1$ の条件の範囲にあり、ロングフーチングケーソン式防波堤が経済的に優位な断面を与えることがわかる。

当該地区の波浪条件は、第3章で記述した不規則波実験のケース番号I52-1とI52-2の間の条件である。Y港防波堤への適用に際しては、前趾揚圧力の式(5-11)を式(5-21)のように修正されている。

$$\frac{p_{ue}}{p_u} = 0.7 \exp\left(-8 \frac{b}{L}\right) + 0.3 \quad (5-21)$$

ここに、 p_{ue} ：前趾揚圧力(kN/m²)， p_u ：合田公式により算定される揚圧力(kN/m²)， b ：フーチング長(m)， L ：波長(m)である。前趾揚圧力を式(5-21)に修正することにより、前趾揚圧力の分布特性は図5-12に示すように式(5-11)よりも大きな前趾揚圧力となる。

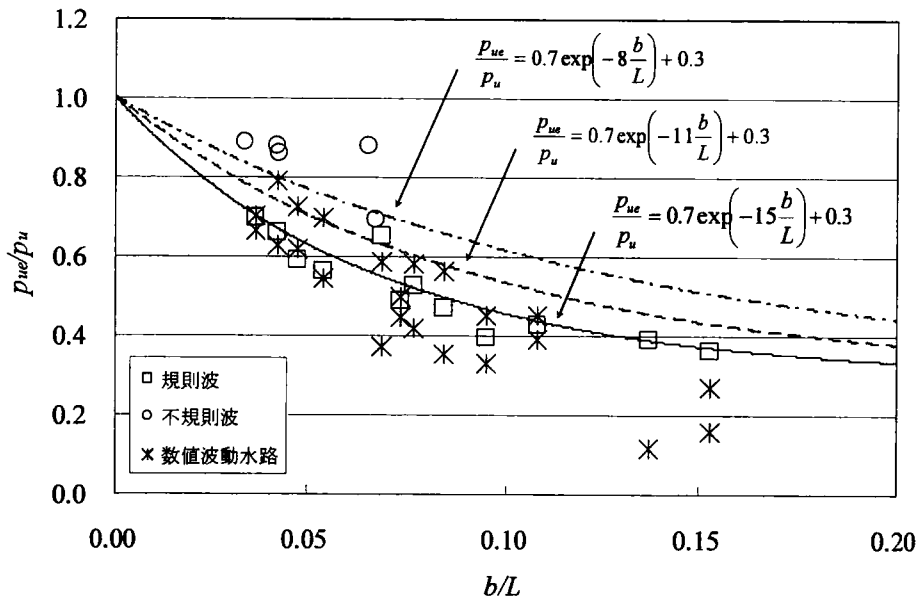


図5-12 前趾揚圧力

Y港に採用された防波堤は、直立消波ケーソン式混成堤である。典型的な直立消波ケーソン式混成堤の断面を図5-13に示す。直立消波ケーソンは、防波堤前部に透過壁（スリット柱）と遊水室を有することを特徴とするケーソンで、これらによって堤体前面における反射波を軽減することができる。Y港は1GT未満の小型船舶の往来が多いため、透過壁の設計波として、1年確率波の有義波が消波対象波として採用されている。

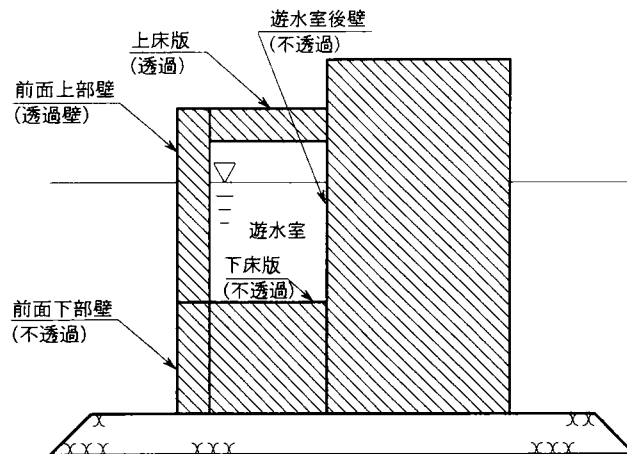


図5-13 直立消波ケーソン式混成堤

表5-7 直立消波ケーソン式防波堤の設計方法

	波の作用状況	設計波圧分布
押波時I		
押波時IIa		
押波時IIb		

ここで、直立消波ケーソン式混成堤に作用する波圧設計に着目すると、直立消波ケーソン式防波堤の波圧設計は、合田公式を基本としているが、設計で想定している 3 つの位相に対して合田公式中の波圧補正係数を変化させることで波圧設計が行われる（高橋ら, 1991）。直立消波ケーソンで設計上想定される位相を表 5-7 に示す。また、それぞれの位相に対する波圧算定式は次式で与えられる。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H_D \quad (5-22)$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 \lambda_1 + \alpha^* \lambda_2 \cos \beta^2) \rho_0 g H_D \quad (5-23)$$

$$\alpha^* = \min\{\alpha_2, \alpha_I\} \quad (5-24)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (5-25)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (5-26)$$

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta) \lambda_1 \alpha_1 \alpha_3 \rho_0 g H_D \quad (5-27)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right]^2 \quad (5-28)$$

$$\alpha_2 = \min\left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (5-29)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right] \quad (5-30)$$

ここに、 η^* ：静水面上での波圧強度が0となる高さ(m)、 p_1 ：静水面における波圧強度(kN/m²)、 p_2 ：海底面における波圧強度(kN/m²)、 p_3 ：直立壁の底面における波圧強度(kN/m²)、 ρ_0 ：水の密度(t/m³)、重力加速度(m/sec²)、 β ：波の主方向から±15°の範囲内で最も危険な方向と直立壁の法線の垂線がなす角度、 λ_1 、 λ_2 ：波圧の補正係数、 h ：直立壁の前面における水深(m)、 L ：水深 h における有義波周期 $T_{1/3}$ に対応する波長(m)、 H_D ：設計波高(m)である。

押波時Iはスリット部の波圧が最大となる位相、押波時IIaは遊水室後壁に衝撃的な波圧のピークが現れる位相、押波時IIbは遊水室後壁に比較的ゆるやかに変化する波力のピークが現れる位相である。これらの位相に対して、式(5-23)および式(5-27)の波圧補正係数 λ_1 、 λ_2 は、表5-8のように与えられる。

表5-8 押波時における波圧補正係数

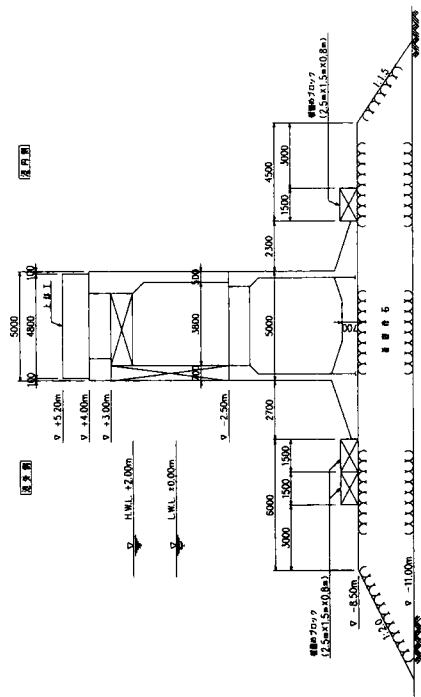
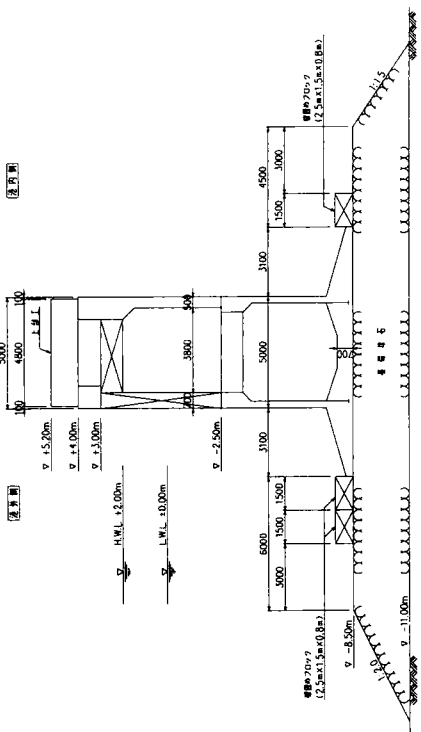
		押波時I	押波時IIa	押波時IIb
前面上部壁	λ_{S1}	0.85	0.7	0.3
	λ_{S2}	0.4 ($\alpha^* \leq 0.75$) 0.3/ α^* ($\alpha^* > 0.75$)	0	0
前面下部壁	λ_{L1}	1.0	0.75	0.65
	λ_{L2}	0.4 ($\alpha^* \leq 0.5$) 0.2/ α^* ($\alpha^* > 0.5$)	0	0
後壁	λ_{R1}	0	20 $l/3L'$ ($l/L' \leq 0.15$) 1.0 ($l/L' > 0.15$)	1.4 ($H_D/h \leq 0.1$) 1.6-2 H_D/h (0.1 < H_D/h < 0.3) 1.0 ($H_D/h \geq 0.3$)
	λ_{R2}	0	0.56 ($\alpha^* \leq 25/28$) 0.5/ α^* ($\alpha^* > 25/28$)	0
下床版	λ_{M1}	0	20 $l/3L'$ ($l/L' \leq 0.15$) 1.0 ($l/L' > 0.15$)	1.4 ($H_D/h \leq 0.1$) 1.6-2 H_D/h (0.1 < H_D/h < 0.3) 1.0 ($H_D/h \geq 0.3$)
	λ_{M2}	0	0	0
揚圧力	λ_{U1}	1.0	0.75	0.65
	λ_{U2}	0	0	0

Y港防波堤は、比較的穏やかな海域に築造されるため、中詰めは遊水室下のみの構造となっている。中詰め砂はL.W.L.から-2.5mの位置を蓋コンクリートの天端高として、蓋コンクリート以下のケーソン内に投入される。また、ケーソンには上部工が施工されるため、遊水室内の圧縮空気が揚圧力として上部工下面に鉛直上向きに作用する。そのため、Y港防波堤

では、上部工に空気抜き孔を設けて、圧縮空気が空気抜き孔から抜けるように工夫がなされている。

新たな設計法および現行設計法での防波堤の断面図を表 5-9 に示す。表 5-9 の断面図を比較すると、新たな設計法で決定された断面は、現行設計法で決定された断面と本体幅は 5m で同じであるが、フーチング長が港外側、港内側あわせて 1.2m 縮小していることがわかる。これは、フーチングに作用する波圧を考慮した場合、抑圧力の合力とフーチングを含む底版全体に作用する揚圧力の合力との和が、現行設計法で得られる揚圧力の合力よりも小さくなるためである。そのため、防波堤の決定要因は両者とも滑動であり、新たな設計法での断面が小さくても、その滑動安全率の値は、現行設計法での断面の滑動安全率とほぼ同じである。しかしながら、新たな設計法の場合、偏心傾斜荷重も断面の決定要因となっている。これは、フーチングを短くすることによる底面反力の増大が原因である。さらに、マウンドに着目すると、マウンドの幅は、フーチングが短くなった分だけ、小さくなっていることがわかる。そのため、フーチングに作用する波圧を考慮することで、ケーソンを製作するための本体製作工事と基礎工事の 2 工種において費用の削減効果が生じる。その結果、今回の防波堤築造工事(区間延長 50m)においては、7,100 千円の費用削減が可能となった。

表5-9 防波堤の標準断面図

	新たな設計法	現行設計法																														
断面図																																
安定計算	<table><tr><th></th><th>安全率</th><th>H.W.L.</th><th>L.W.L.</th></tr><tr><td rowspan="2">滑動</td><td>$f_s > 1.2$</td><td>押波時 1.204 引波時 1.99</td><td>押波時 1.201 引波時 2.6</td></tr><tr><td>$f_t > 1.2$</td><td>押波時 1.36 引波時 3.68</td><td>押波時 1.5 引波時 6.13</td></tr><tr><td rowspan="2">偏心・傾斜荷重</td><td>$f_s > 1.0$</td><td>押波時 1.03 引波時 1.63</td><td>押波時 1.19 引波時 1.82</td></tr></table>		安全率	H.W.L.	L.W.L.	滑動	$f_s > 1.2$	押波時 1.204 引波時 1.99	押波時 1.201 引波時 2.6	$f_t > 1.2$	押波時 1.36 引波時 3.68	押波時 1.5 引波時 6.13	偏心・傾斜荷重	$f_s > 1.0$	押波時 1.03 引波時 1.63	押波時 1.19 引波時 1.82	<table><tr><th></th><th>安全率</th><th>H.W.L.</th><th>L.W.L.</th></tr><tr><td rowspan="2">滑動</td><td>$f_s > 1.2$</td><td>押波時 1.21 引波時 2.15</td><td>押波時 1.206 引波時 2.81</td></tr><tr><td>$f_t > 1.2$</td><td>押波時 1.57 引波時 4.24</td><td>押波時 1.72 引波時 7.04</td></tr><tr><td rowspan="2">偏心・傾斜荷重</td><td>$f_s > 1.0$</td><td>押波時 1.12 引波時 1.54</td><td>押波時 1.19 引波時 1.92</td></tr></table>		安全率	H.W.L.	L.W.L.	滑動	$f_s > 1.2$	押波時 1.21 引波時 2.15	押波時 1.206 引波時 2.81	$f_t > 1.2$	押波時 1.57 引波時 4.24	押波時 1.72 引波時 7.04	偏心・傾斜荷重	$f_s > 1.0$	押波時 1.12 引波時 1.54	押波時 1.19 引波時 1.92
	安全率	H.W.L.	L.W.L.																													
滑動	$f_s > 1.2$	押波時 1.204 引波時 1.99	押波時 1.201 引波時 2.6																													
	$f_t > 1.2$	押波時 1.36 引波時 3.68	押波時 1.5 引波時 6.13																													
偏心・傾斜荷重	$f_s > 1.0$	押波時 1.03 引波時 1.63	押波時 1.19 引波時 1.82																													
		安全率	H.W.L.	L.W.L.																												
滑動	$f_s > 1.2$	押波時 1.21 引波時 2.15	押波時 1.206 引波時 2.81																													
	$f_t > 1.2$	押波時 1.57 引波時 4.24	押波時 1.72 引波時 7.04																													
偏心・傾斜荷重	$f_s > 1.0$	押波時 1.12 引波時 1.54	押波時 1.19 引波時 1.92																													
	進水重量	2,774 (t)																														
経済性	5,247 (千円/m)																															
	2,933 (t)																															
	5,389 (千円/m)																															

5.6 既設防波堤の問題点

5.5までの検討は、フーチングが港外側、港内側の両方に同じ長さを有している場合の特性を示したものである。しかし、実際に築造される防波堤の基本設計では、断面検討から断面決定までの過程において、港外側および港内側のフーチング長を変化させ、幾つもの断面を想定し、その中で施工性に優れ、かつ、経済的な断面が採用されている。そのため、現在、実防波堤に採用されたフーチングを有する防波堤でも、フーチング長は港外、港内で様々である。表5-10に現行設計法で断面が設計された防波堤のうち、フーチング長が港外、港内で異なる非対称な防波堤の断面寸法を示す。

表5-10 非対称な防波堤の断面寸法

港	本体幅 (m)	フーチング長	
		港外側 (m)	港内側 (m)
A港	5.2	2.3	4.7
B港	22.4	0.0	2.3
C港	15.2	0.0	5.0
D港	4.0	1.4	3.9
E港	6.1	2.5	5.0
F港	3.4	1.2	3.3
G港	3.4	0.4	2.3
H港	9.8	0.0	1.8
I港	4.0	1.0	3.0
J港	4.0	2.2	4.2

現行設計法においてフーチング長を変化させることは、転倒抵抗性の増大と底面反力の軽減を目的としたものである。ここで、新たな設計法について考えると、海側にフーチングを有する混成式防波堤を想定しており、海側フーチングに作用する抑圧力の合力とフーチングを含む堤体全幅に作用する揚圧力の合力の差が、堤体本体に作用する揚圧力の合力よりも小さくなり、堤体重量を軽量化することを可能としたものである。しかし、表5-10に示すように、非対称のケーソンでも港内側にのみフーチングを有し港外側にはフーチングが取り付けられていないケーソンがある。

通常の防波堤の設計において、防波堤の断面が押波時の波圧で決定されるため、地盤反力の分布は港内側を最大の底面反力とする分布形状となる。そのため、現行設計法においては、港内側に大きくフーチングを張り出して防波堤の断面が決定される。一方、港外側

にフーチングを張り出す場合は、引波時の底面反力を軽減するほか、防波堤が平面的にL字型で隅角部に設置する場合が考えられる。ここで、フーチングが港外側もしくは港内側のいずれか一方にある防波堤の波圧について考える。

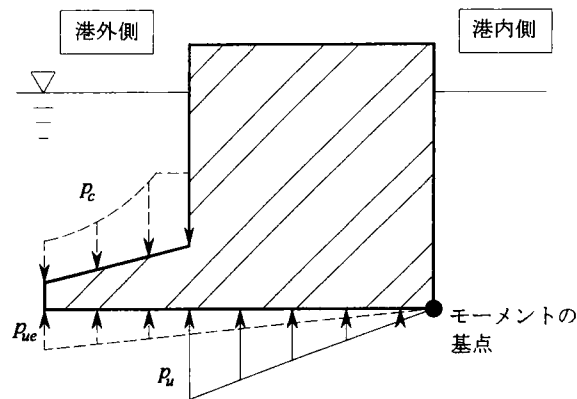


図5-14 港外側にのみフーチングを有する場合の波圧の作用状況

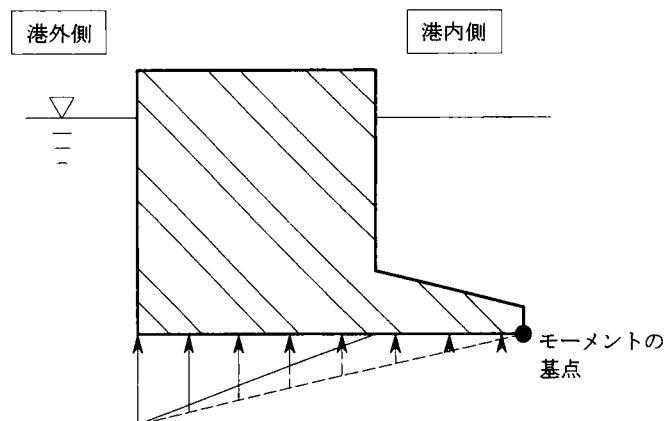


図5-15 港内側にのみフーチングを有する場合の波圧の作用状況

図5-14のように、港外側にのみフーチングが取り付けられる場合、滑動合成波力の発生位相が前壁に作用した時の時刻と同一であると仮定すると、フーチング上面には堤体を安定化させる力が作用し、前趾揚圧力もフーチングの張り出し分だけ位相差が生じるため、防波堤の滑動抵抗性に対しては、想定している滑動安全率よりも大きな安全率を有すると考えられる。また、転倒抵抗性については、堤体後趾を基点とする揚圧力のモーメントが設計で与えられる揚圧力のモーメントより大きくなるが、実際の防波堤にはフーチング上面より波圧が作用しているため、堤体を安定化させるモーメントが作用することになる。そのため、滑動と同様に、転倒モーメントについても、抑圧力のモーメントが揚圧力のモ

ーメントの一部を相殺するために、設計計算上想定している転倒安全率よりも大きくなると予想される。一方、図5-15に示す通り港内側のみにフーチングを有するケーソンの場合は、波圧設計上、港外側に張り出したフーチングがないため、防波堤の滑動抵抗を増加させる抑圧力が作用しない。さらに、前趾揚圧力は港外側フーチングによる位相差が期待できないために、式(5-10)で算定される合田公式の揚圧力と等しく、堤体前壁から港内側フーチング端部の全幅に渡り揚圧力が作用すると考えられる。この場合、鉛直波力はフーチングを含む底版全体に作用する防波堤を不安定化させる力が増加するのみであるため、滑動安全率は想定している安全率よりも小さくなると考えられる。さらに、揚圧力の合力が増加するために、転倒モーメントも増加し、滑動同様、転倒安全率も想定されている安全率より小さくなることが予想される。そこで、港内側のみにフーチングを取り付けた防波堤に作用する波圧の特性を検証するために、数値波動水路CADMAS-SURFを実施した。数値波動水路CADMAS-SURFの計算モデルは、本体幅 $B=0.4\text{m}$ に港外側にのみフーチング長 $b=0.2\text{m}$ を取り付けたモデルと港外、港内ともにフーチングを有しない場合である。また、前面水深を d は、水深 h からマウンドの天端高 0.16m を引いた 0.39m とした。である。また、数値波動水路の波浪条件は、水深 $h=0.55\text{m}$ 、 $H=0.2\text{m}$ 、 $T=2.0\text{sec}$ である。

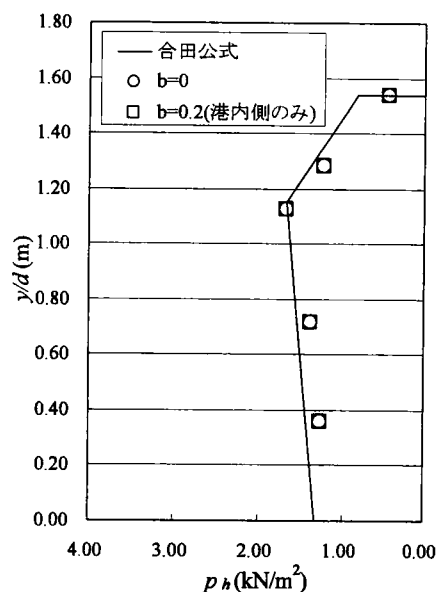


図5-16 港内側にのみフーチングを有する場合の水平波圧分布

図5-16に港内側のみにフーチングを有する場合の水平波圧分布を示す。図中の縦軸は任意の計測点 y を前面水深 d で除した値で、横軸は水平波圧である。また、図中のプロットは計算結果で、○印はフーチングを有しない場合の水平波圧分布、□印は港内側にのみフーチングを設置した場合の水平波圧分布である。実線は、合田公式から得られる水平波圧分布

である。図5-16より、港内側にのみフーチングを有する場合の水平波圧は、分布形状、水平波圧の大きさともに、フーチングを有しない場合の水平波圧と同様であることがわかる。さらに、これら二つの水平波圧分布は、合田公式から得られる水平波圧分布とほぼ同じである。そのため、港内側フーチングが水平波圧に及ぼす影響は全くないと考えられる。

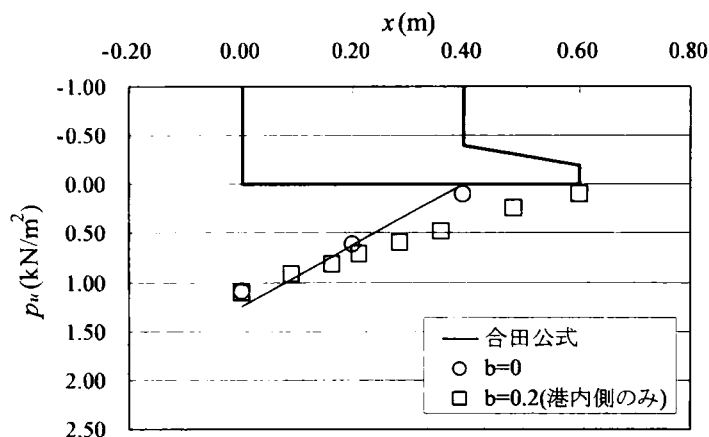


図5-17 港内側にのみフーチングを有する場合の揚圧力分布

図5-17に図5-16に示した水平波圧と同時刻の揚圧力分布を示す。縦軸は揚圧力、横軸は揚圧力の計測点を示している。プロットは図5-16と同様で、○印はフーチングなしの場合、□印は港内側にのみフーチングを設置した場合の揚圧力である。また、実線は、合田公式より得られる揚圧力分布、太線は港内側にのみフーチングを設置した場合の数値計算モデルである。図5-17よりフーチングがない場合の揚圧力は、前趾揚圧力が合田公式よりも若干小さくなるものの、全体的に合田公式より得られる揚圧力の分布形状に大きさともにほぼ一致していることがわかる。一方、港内側にのみにフーチングを設置した場合の揚圧力分布は、港内側フーチングを含む底版全体に作用する分布形状となっていることがわかる。さらに、前趾揚圧力は、港外側にフーチングが存在しないために、波の位相差による前趾揚圧力の低減効果が生じず、合田公式より得られる前趾揚圧力と同じである。つまり、港内側にのみフーチングを有する場合の揚圧力分布は、合田公式より得られる前趾揚圧力を最大の揚圧力、港内側フーチング後趾の揚圧力を0とする三角形分布となる。そのため、揚圧力の合力は、フーチングを含む底版全体の幅と前趾揚圧力で囲まれる面積として算定することができる。ここで、現行設計法で与えられる揚圧力の合力と比較すると、港内側のみフーチングを有するケーソンの揚圧力の合力は、次式の分だけ増加することになる。

$$\Delta P_u = \frac{1}{2} p_u \times b \quad (5-31)$$

ここに、 ΔP_u ：揚圧力の合力の増分(kN/m)、 p_u ：合田公式で得られる揚圧力(kN/m²)、 b ：港内側フーチング長(m)である。式(5-31)で与えられる揚圧力の合力の増分を考慮すると、港内側にのみフーチングを設けて現行設計法で波圧設計を行った場合、堤体重量を過小評価することになるため、滑動抵抗性を十分に有していないと考えられる。また、港内側フーチング端部を基点とする転倒モーメントを考えると、揚圧力の合力の作用位置は港内側フーチング寄りとなるが、揚圧力の合力が大きくなるため、堤体に作用する転倒モーメントは大きくなる可能性がある。これより、フーチング長が港外側と港内側で異なる場合、現行設計法では、想定する波浪条件に対して防波堤の必要重量を適切に算定することができない。つまり、港外側のフーチングが比較的長い場合、防波堤の必要重量は過大となり経済性が失われることになる。一方、港内側にフーチングを長くした場合は、防波堤の必要重量を過小に評価することになり、防波堤は十分な安定性を有せず、滑動もしくは転倒する危険性が生じる。

ここで、フーチングに作用する波圧を考慮した場合、滑動および転倒安全率にどのような影響があるかを検討するため、表5-10に示すC港を例にとって設計計算を実施した。C港防波堤の構造形式は、直立消波ケーソン式混成堤である。図5-18にC港防波堤の断面図を示す。C港防波堤は、設計波高、周期ともに大きいため、遊水室の下部と遊水室後壁の背後に中詰室があり、さらに、港内側にのみ長さ5mのフーチングが存在する。

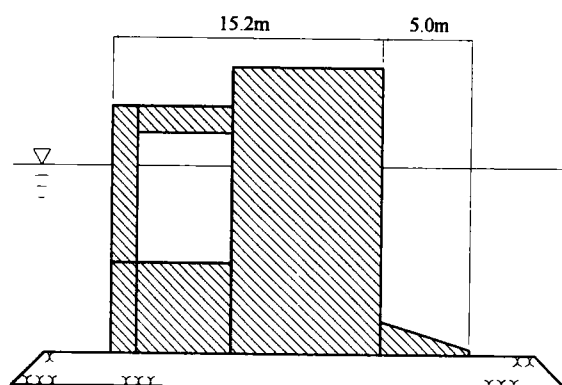


図5-18 C港防波堤断面図

C港においても前節の適用事例における具体的経済効果で示した直立消波ケーソンの設計方法が用いられており、現行設計法で示される通りフーチングに作用する波圧が無視されて防波堤の断面が決定されている。新たな設計法でC港防波堤の滑動および転倒安全率を検討するにあたり、水平波圧分布は図5-16の水平波圧で示したように、合田公式と同様であった。そのため、直立消波ケーソンの場合でも水平波圧は表5-8で与えられる補正係数に従うものとして検討を行った。また、揚圧力は、式(5-11)を用いて計算した前趾揚圧力を最大、港内側フーチング後趾を0とする三角形分布になるとして揚圧力の合力を算定した。前

趾揚圧力は、港外側フーチング長 $b=0$ であるため、現行設計法の揚圧力と等しくなる。抑圧力についても港外側フーチングが存在しないため作用しない。ここで、C港防波堤の設計条件を表5-11に示す。

表5-11 C港の設計条件

潮位	H.W.L.	1.86 m
	L.W.L.	0.15 m
水深	h	-25.00 m
波高	$H_{1/3}$	6.80 m
周期	T	14.20 sec

表5-12 設計計算結果（押波時IIa）

(a) 現行設計法（滑動）

部位	力, 重量	単位
水平力	1823.29	kN/m
揚圧力	495.82	kN/m
下床版	83.16	kN/m
堤体重量	5568.66	kN/m
浮力	2413.62	kN/m
滑動安全率	1.203	>1.20

(b) 新たな設計法（滑動）

部位	力, 重量	単位
水平力	1823.29	kN/m
揚圧力	658.92	kN/m
下床版	83.16	kN/m
堤体重量	5568.66	kN/m
浮力	2413.62	kN/m
滑動安全率	1.13	<1.20

(c) 現行設計法（転倒）

部位	モーメント	単位
水平力	20321.93	kN/m・m
揚圧力	7503.47	kN/m・m
下床版	1438.67	kN/m・m
堤体重量	66837.20	kN/m・m
浮力	29875.67	kN/m・m
転倒安全率	1.520	>1.20

(d) 新たな設計法（転倒）

部位	モーメント	単位
水平力	20321.93	kN/m・m
揚圧力	8873.51	kN/m・m
下床版	1438.67	kN/m・m
堤体重量	66837.20	kN/m・m
浮力	29875.67	kN/m・m
転倒安全率	1.453	>1.20

表5-12に設計計算結果を示す。C港防波堤では、押波IIaで断面が決定されているため、表5-12には押波IIaの結果のみを示した。表5-12で示すように港内側にのみフーチングを取り付けた場合、揚圧力が港内側フーチング長の分だけ増加し、防波堤の滑動安定性、転倒抵抗性を不安定化させていることが分かる。C港においては、現行設計法において防波堤の断面が滑動で決定されていたために、新たな設計法では滑動安全率が1.2を下回る1.13まで低下する結果となった。また、転倒安全率は、現行設計法において余裕があったために安全率1.2を下回ることはなかったが、滑動と同様に安全率は低下している。これより、転倒抵抗性の増加、底面反力の軽減のために港内側フーチングのみを取り付ける場合は、港内側フーチングに作用する揚圧力を評価しないと防波堤の滑動や転倒を引き起こす可能性があると言える。

5.7 結語

本章では、フーチングに作用する波圧を考慮した新たな設計法の妥当性を不規則波実験データ、現行設計法と比較し検証し、新たな設計法が与える経済的効果について述べた。また、現行設計法の問題点についても数値波動水路を用いて検討を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 新たな設計法から算定される重量は、不規則波実験データより算定される堤体必要重量とほぼ等しく、安定計算の面からも新たな設計法がフーチングに作用する波圧を良く再現していることが確認できた。
- (2) ロングフーチングケーソン式防波堤が経済的に優位な海域は、波高、周期が比較的小さく、大水深の海域である。一方、通常のケーソンが経済的に優位な海域は、波高、周期が大きく水深が浅い海域である。ロングフーチングケーソン式防波堤が大水深の海域で経済的優位性を持つ理由は、防波堤断面の決定要素が滑動安全率ではなく転倒安全率もしくは端趾圧によって決定されるためである。
- (3) フーチング長 b と波長 L の比 b/L が0.01以下領域では、現行設計法の鉛直合力 F_U と新たな設計法で算定したロングフーチングケーソン式防波堤の鉛直合力 $(F_U - F_C)$ との比 $F_U/(F_U - F_C)$ がほぼ1.0であるため、フーチングに作用する波圧を設計上無視することができる。と云える。 b/L が0.01よりも大きい領域では、フーチングに作用する波圧を考慮することにより、経済的に防波堤を築造することができる。
- (4) 港内側にのみフーチングを有するケーソン式防波堤は、フーチングに作用する波圧を無視する現行設計法で設計計算を行うと揚圧力を過小に評価し、防波堤に滑動や転倒の危険性を生じさせる。そのため、港内側フーチングには、揚圧力が作用するとして適切に揚圧力を評価する必要がある。

参考文献

- [1] 財団法人 沿岸開発技術研究センター (2001) : 沿岸開発技術開発ライブラリーNo.12 数値波動水路の研究・開発.
- [2] Goda, Y. (1974) : New wave pressure formulae for composite breakwaters, *Proceeding 14th International Conference on Coastal Engineering*, Copenhagen, ASCE, pp.1702-1720.
- [3] 合田良實(1997) : 港湾構造物の耐波設計—波浪工学への序説—, 鹿島出版会.
- [4] 谷本勝利, 木村克彦, 宮崎啓司 (1988) : 大水深混成堤の耐波安定性に関する研究 (第 1 報) —台形型直立部に働く波力および滑動安定性—, 港湾技術研究所報告, Vol.12 No.1, p.3-29.
- [5] 社団法人 日本港湾協会 (1999) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上巻) (下巻).
- [6] 社団法人 日本港湾協会 (1999) : 港湾構造物設計事例集(下巻).
- [7] 財団法人 沿岸開発技術研究センター (1999) : ハイブリッドケーソンマニュアル.
- [8] 社団法人 日本港湾協会 (1999) : 運輸省港湾土木請負工事積算基準 平成 11 年度改訂版 運輸省港湾局監修 財団法人港湾空港建設技術サービスセンター編集.
- [9] 財団法人 港湾空港建設技術サービスセンター (2001) : ハイブリッドケーソン製作工積算基準.
- [10] 高橋重雄, 下迫健一郎, 佐々木均 (1991) : 直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法, 港湾技術研究所報告, Vol.30 No.4, p.3-34.
- [11] 高橋重雄, 下迫健一郎 (1990) : 長大ケーソンの波力平滑効果と耐波安定性, 港湾技術研究資料, No.685, p.3-34.

第6章 結論と今後の展望

6.1 結論

本論文は、規則波実験、不規則波実験および数値波動水路 CADMAS-SURF を用いて、ロングフーチングに作用する波圧の評価方法を導出し、フーチングに作用する波圧を考慮した場合の具体的な効果についてシミュレーションを行った。本研究を通じ、得られた知見を結論として以下にまとめる。

第2章 現行設計法とその問題点

- (1) 現行におけるロングフーチングを有するケーソン式防波堤の設計では、フーチングは転倒抵抗性の増加および地盤反力の低減に効果的であるとされる。しかし、波圧設計において、フーチングは完全に無視されている。
- (2) フーチングに作用する波圧を考慮する既往の研究に有限振幅重複波理論に基づく波圧の評価方法と軟弱地盤着定式防波堤の底版に作用する波圧の評価方法がある。しかし、両者ともに特殊な海域や地盤条件が想定されており、捨石マウンドの存在が考慮されていない。そのため、これらの評価方法は、防波堤の形式として一般的に用いられている混成式防波堤に適用することができない。

第3章 ロングフーチングを有するケーソンに作用する波圧特性

- (1) 波浪条件および模型の水中重量を同一にし、フーチング長を変化させて滑動実験を行った場合、フーチング長が長くなるにしたがいケーソンの滑動量が減少する。これは、フーチングが長くなるにしたがい、フーチングに作用する抑圧力の合力と揚圧力の合力の差が小さくなるためである。
- (2) フーチングを有するケーソンにおいても支配的な波力は水平波力であり、水平波力がピークとなる位相で滑動合成波力もピークとなる。そのため、フーチングを有するケーソン式防波堤の波圧設計は、現行設計法と同様に水平波力が卓越する位相、つまり防波堤の前壁に波の山が作用する位相で設計してよい。
- (3) フーチングを有するケーソンに作用する水平波圧分布は、フーチング基部付近のある限られた範囲で現行設計法の水平波圧よりも若干増加する。しかし、水平波圧の増分はごく僅かであり、また、フーチング基部付近以外は合田公式と一致している。そのため、水平波圧分布は現行設計法での算定が可能である。
- (4) 揚圧力分布は、港外側フーチング前趾を最大、港内側フーチング後趾を0とする三角形分布となる。そのため、揚圧力の合力は、港外側および港内側フーチングを含む底版全体的幅と港外側フーチング前趾揚圧力の積で算定することができる。前趾揚圧力 p_{ue} は波

の位相差により現行設計法の揚圧力 p_u が低減すると考えられるため、前趾揚圧力 p_{ue} は、現行設計法で与えられる揚圧力 p_u にフーチング長 b と波長 L の効果を含んだ式(6-1)で算定することが可能である。

$$\frac{p_{ue}}{p_u} = 0.7 \exp\left(-11 \frac{b}{L}\right) + 0.3 \quad (6-1)$$

ここで、 p_{ue} は前趾揚圧力(kN/m²)、 p_u は合田公式の揚圧力(kN/m²)、 b はフーチング長(m)、 L は波長(m)である。

- (5) 抑圧力は、フーチング上面から鉛直下向きに作用する波圧である。前述のフーチング長 b が長くなるにしたがい滑動量が低減した原因は、フーチング長 b に渡って作用する抑圧力の合力の増加と式(6-1)で示す前趾揚圧力 p_{ue} の低減によるものと考えられる。抑圧力 p_c の評価方法は式(6-2)で表現できる。

$$\frac{p_c}{p_b} = \min\left\{0.7, 0.7 \exp\left(20 \frac{x}{L}\right) + 0.3\right\} \quad (6-2)$$

ここで、 p_c は抑圧力(kN/m²)、 p_b はフーチング基部に作用する波圧強度(kN/m²)、 x はフーチング上の任意点(m)、 L は波長(m)、 $\min(a,b)$ は a または b のいずれか小さい方である。

第4章 数値波動水路による作用波圧の検証

- (1) 数値波動水路においてもフーチングを有するケーソンに作用する滑動合成波力のピーク位相は、水平波力がピークとなる位相と一致する。また、フーチング長 b を変化させた場合の鉛直波力の比較では、フーチングを有する鉛直波力のピーク値は、抑圧力の増加に伴いフーチングを有しない鉛直波力(揚圧力の合力)のピーク値よりも小さくなる。
- (2) 水平波圧は、フーチング基部付近に限り現行設計法よりも僅かに増加する傾向が見られたが、港外側に張り出したフーチングに作用する水平波圧は、波の位相差により低減され、現行設計法よりも小さな水平波圧が作用する。特にフーチング端部の鉛直面では、現行設計法の水平波圧と比較して約25%低減するが、設計上の簡便さを考え、フーチング端部鉛直面の波圧低減効果を設計上考慮しなかったとしても防波堤には安定な重量を与えることとなるため、フーチングを有するケーソン式防波堤の水平波圧も現行設計法で算定することができる。
- (3) 揚圧力分布についても、実験と同様に港外側フーチング前趾を最大、港内側フーチング後趾を0とする三角形分布となる。そのため、揚圧力の合力は、前趾揚圧力と港外側および港内側フーチングを含む底版全体の積で表される。前趾揚圧力は、式(6-1)で計算される前趾揚圧力よりも小さいが、これは防波堤に対して安全側の揚圧力を与えることに

なるため、式(6-1)で算定することが可能である。

- (4) 抑圧力は、マウンドが存在することにより、波が防波堤の前壁で尖る波形となり、防波堤前面での波形はフーチング上面において、通常考えられる三角関数の低減よりも急激に減衰し、指数関数に近い分布形状となる。また、数値波動水路 CADMAS-SURF より得られた抑圧力の結果は、式(6-2)よりも若干大きい大きな差異は見られない。これより抑圧力は式(6-2)で評価することができる。

第5章 ロングフーチングケーソンの設計法とその経済的効果

- (1) 波圧実験および数値波動水路を通じて得られた式(6-1)および式(6-2)で算定される防波堤の必要重量は、不規則波実験データより計算することができる堤体必要重量を精度良く再現する。
- (2) ロングフーチングケーソン式防波堤が経済的に優位な海域は、波高、周期が比較的小さく、大水深の海域である。一方、通常のケーソンが経済的に優位な海域は波高、周期が大きく、水深が浅い海域である。
- (3) 現行設計法のようにフーチングに作用する波圧を無視することができるフーチング長は、フーチング長 b と波長 L の比 b/L が 0.01 以下の領域である。 $b/L > 0.01$ の領域においては、鉛直合力が現行設計法で算定される揚圧力の合力よりも小さくなり、フーチングに作用する波圧を考慮することで、経済的に防波堤を築造することが可能となる。
- (4) 港内側のみにフーチングを張り出した場合、港外側フーチングが存在することによる波の位相差の低減効果、抑圧力による堤体を安定化させる効果が失われ、港内側フーチングの張り出し分だけ揚圧力が増加するために、フーチングを無視する現行設計法を用いると、揚圧力を過小評価することになる。

6.2 今後の展望

本研究は、ロングフーチングケーソンを有する防波堤に作用する波圧を検討し、ロングフーチングに作用する波圧の評価方法について記述したものである。しかしながら、実際の防波堤は、波圧のみで断面が決定されることはなく、築造される地盤や構造形式も考慮して断面が決定される。ロングフーチングケーソンのように近年開発された防波堤には、まだ合理化を進める余地が残されていると考えられる。そこで、現状考えられるロングフーチングケーソンに残された課題を今後の展望として以下に記す。

1. 地盤の効果を含んだ経済的効果

本研究における経済的効果は、地盤の効果を含まず、波圧のみを対象とした場合である。これは、地盤をも設計条件に加えると非常に煩雑で膨大な時間を必要とする。しかしながら、設計計算の効率化や適用形式を絞込む過程の短縮などを考えると、地盤の効果を含んで適用範囲の図表を波浪条件と地盤条件で整理すると費用を低減できると考えられる。

2. フーチング部の軽量化

ロングフーチングケーソンのフーチング基部は、ケーソン進水時にかかるフーチングのモーメントを受け持つ必要があるため、基部高さは1.5～2.0mと非常に高い。そのため、フーチング部の重量は非常に重く、平均的にフーチングと底版をあわせた重量は、ケーソンの進水重量の約30～40%を占める。そのため、中詰材の投入方法の開発やフーチング部の構造を変化させることによりフーチングを軽量化させて、防波堤の築造費用を低減することが望まれる。

3. フーチング部の構造改善

フーチングを有するケーソンのフーチング部と側壁は、フーチング基部高1.5～2.0mのマスコンクリートと0.3mの薄い側壁が接合している。そのため、マスコンクリート部では表面が先行して硬化し、内部コンクリートの収縮変形を外部拘束するようになる。また、薄い側壁は、マスコンクリートと異なり外気温の変化の影響を大きく受ける。この温度差による応力変化がマスコンクリートと側壁の断面変化の位置で生じるために、大きなひび割れが発生することがある。ひび割れが発生した場合、海水が流入し、ロングフーチングケーソン内部の鋼材や鉄筋に腐食が生じると考えられる。そのため、これらを解決するための工法や構造形式の開発が望まれる。

謝辞

本論文を取り纏めるにあたり、京都大学防災研究所 高山知司教授には港湾工学の基礎から全般に渡り、幅広くご指導とご鞭撻を賜りました。さらに、研究に対する姿勢や国内外を問わず研究・開発に関する多くの見識についても貴重な時間を割いてご教示頂きました。ここに心から深甚なる感謝の意を表するとともに深くお礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科 酒井哲郎教授、禰津家久教授、京都大学防災研究所 関口秀雄教授、中北英一教授には、貴重なご意見ならびにご指導頂きました。ここに深くお礼申し上げます。

京都大学防災研究所 間瀬肇助教授には、あたたかく研究室に迎え入れて頂き、ご支援頂きました。深く感謝の意を表します。

また、京都大学防災研究所 安田誠宏助手には、貴重なご意見と叱咤激励を頂き非常に励みになりました。謹んで感謝の意を表します。

実験を実施するにあたってご尽力頂きました京都大学防災研究所 藤木繁男技官、京都大学防災研究所 大気・水研究グループ 気象・水象災害研究部門 沿岸災害研究分野の学生諸氏には厚くお礼申し上げます。

I would like to express my appreciation for Dr. KIM TAE MIN who is member of SAMSUNG EVERLAND INC. We spent lots of time for research and also talked about our family and future when he was in Japan. I look forward to meeting together in the same way as those days. Thank you very much.

住友重機械工業株式会社 鉄構機器事業部の多大なる支援がありました。住友重機械工業株式会社 愛媛製造所 西条工場の製造部生産技術課、品質保証課の皆様には甚大なるご理解とご協力を頂きました。また、鉄構機器事業部 営業・技術部の皆様にも多大なご協力を賜りました。深く感謝の意を表します。

最後に精神的に大きな支えとなってくれた家族に心から感謝します。